UNIVERSITE MOHAMMED V AGDAL

ECOLE MOHAMMADIA D'INGENIEURS



Département : Génie Civil

Section : Bâtiments, Ponts et Chaussées

Mémoire de Projet de Fin d'Etudes

Dimensionnement du bâtiment de granulation de PHOSBOUCRAA FERTILIZER COMPLEX de l'OCP à Laâyoune

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

Réalisé par :

AASSOSSE TAHA

Soutenu le 15 Juin 2019 devant le Jury :

Mme. Nouzha LAMDOUAR	Présidente du jury
Prof. N. MEKAOUI	Encadrant interne
Prof. O. HNIAD	Membre du jury
Prof. J. EL BRAHMI	Membre du jury
Mme. H. SAADAOUI	Encadrante externe (JESA)

Remerciements

« Ce n'est qu'en essayant continuellement, que l'on finit par réussir » Cette devise s'applique parfaitement à ce travail, à la rigueur qu'il faut pour pouvoir apporter sa contribution à l'extérieur. C'est grâce à cette qualité qu'il a été possible de rédiger cette mémoire.

Je présente ainsi, au terme de ce modeste travail, mes profonds remerciements à Monsieur **NABIL MEKAOUI**, mon encadrant interne de l'Ecole Mohammadia d'Ingénieurs qui m'a suivi efficacement et méticuleusement tout au long de ce projet. Pour ses conseils et orientations, alors je suis digne de la confiance qu'il m'a accordé.

Toute notre reconnaissance à notre encadrante Madame HIND SAADAOUI qui m'a recueilli avec amabilité et bienveillance, qui m'a fait bénéficier de son savoir-faire, de sa disponibilité. Ses compétences, sa dynamique et sa rigueur ont suscité en moi une grande admiration et un profond respect.

Je tiens aussi à remercier Monsieur **ABDELAZIZ OUHADI**, le chef du département du PIPING à JESA pour son soutien, son suivi, et sa supervision. Qu'il trouve ici l'expression de notre gratitude et notre profond respect.

Qu'ils soient ici, remerciés Monsieur Ahmed ABED, Monsieur DAOUDIA et l'ensemble du personnel de JESA pour leur disponibilité, générosité et sympathie.

Je saisis cette occasion pour adresser tous mes remerciements au corps professoral du département Génie Civil et surtout de l'option Bâtiments, Ponts et Chaussées.

Je leurs pris de bien vouloir trouver ici les expressions de mon plus grand dévouement et ma reconnaissance.

Dédicace

A mes chers parents,
pour toutes les peines endurées, toutes les privations et sacrifices consentis, pour faire de nous ceux que nous sommes devenus.

A ma famille,
ma chère sœur et cher frère pour tant de confiance, d’amour de patience et de moments merveilleux passés ensemble, à mes grands parents et à toute la famille ;

A mes très chers amis,
pour n’avoir cessé de nous combler de joie,
pour nos moments inoubliables de bonheur et pour tout ce que nous avons eu à partager.

A tous les professeurs qui ont assuré notre formation ;
A toutes les personnes que j’aime ;
A toutes les personnes qui m’aiment ;
je dédie ce travail.

Résumé

Ce projet, que j'ai effectué au sein du bureau d'études techniques *JESA Jacobs Engineering SA*, vise à dimensionner un bâtiment DAP de production des engrais et à analyser le système structurel support du sécheur des granulats pour ensuite tirer les gigantesques charges dynamiques générées par ce dernier.

Dans le cadre du développement du domaine industriel, l'ingénierie civile et plus précisément l'ingénierie de structure a un rôle primordial dans l'amélioration de la productivité. En effet, la maitrise de la conception et le dimensionnement de la structure facilite aux entreprises le pilotage des processus de production pour répondre aux attentes des clients et aux besoins du marché. De ce fait, *JESA Jacobs Engineering SA* s'est occupé de l'appel d'offre lancé par l'*OCP* pour la réalisation d'un complexe de fertilisation pour la production des engrais situé à Phosboucraa, Laayoune.

Le dimensionnement du bâtiment est effectué à l'aide des modèles numériques en éléments finis sur deux logiciels : *ROBOT STRACTURAL ANALYSIS & STAAD PRO*.

Le cahier de prescriptions spéciales exige une étude selon les normes américaines de construction, que j'ai fait sur STAAD PRO, ensuite j'ai comparé entre les résultats donné par le logiciel précédemment indiqué et ceux qui sont données par ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS suivant les normes usuelles utilisées au Maroc.

L'étude dynamique du système du sécheur est basée sur un modèle que j'ai élaboré, ainsi qu'une modélisation sur IMAGE LAB qui permettra d'obtenir une idée claire sur le comportement des granulats dans le sécheur. L'intérêt est de simplifier l'étude dynamique de ce type de tubes rotatifs après avoir exposé en détail les différents paramètres utilisés dans le calcul.

Mots-clés : *ASCE 7-05, ACI 318, BAEL 91, NV65,* Bâtiment de granulation, Sécheur rotatif, *ROBOT STRACTURAL ANALYSIS, STAAD PRO,*

Abstract

This project, which I carried out within the JESA Jacobs Engineering SA technical design office, aims to size a DAP building for fertilizer production and to analyze the structural support system of the aggregates dryer and then pull the gigantic dynamic loads generated.

In the context of industrial development, civil engineering and more precisely structural engineering has a key role in improving productivity. Indeed, the mastery of the design and the dimensioning of the structure facilitates the companies the control of the processes of production to answer the expectations of the customers and the needs of the market. As a result, JESA Jacobs Engineering SA took care of OCP's call for tender for the realization of a fertilizer fertilization complex located in Phosboucraa, Laayoune.

The design of the building is carried out using finite element numerical models on two software packages: ROBOT STRACTURAL ANALYSIS & STAAD PRO.

The book of special prescriptions requires a study according to the American standards of construction, which I made on STAAD PRO, then I compared between the results given by the previously indicated software and those which are given by ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS according to the norms used in Morocco.

The dynamic study of the dryer system is based on a model that I have developed, as well as modeling on IMAGE LAB that will provide a clear idea of the behavior of aggregates in the dryer. The interest is to simplify the dynamic study of this type of rotary tubes after having detailed the various parameters used in the calculation.

Keywords: *ASCE 7-05, ACI 318, BAEL 91, NV65*, Granulating building, Rotary dryer, *ROBOT STRACTURAL ANALYSIS, STAAD PRO,*

ملخص

يهدف هذا المشروع ، الذي نفذته بمكتب الدراسات Jacobs Engineering SA الى دراسة مبنى DAP لإنتاج الأسمدة وتحليل نظام الدعم الهيكلي لمجفف المجاميع ثم سحب الأحمال الديناميكية الضخمة المتولدة بواسطة هذا الأخير.

في سياق التنمية الصناعية والهندسة المدنية, الهندسة الإنشائية الدقيقة لها دور رئيسي في تحسين الإنتاجية. في الواقع ، فإن إتقان التصميم وأبعاد الهيكل تسهل على الشركات مراقبة عمليات الإنتاج للإجابة على توقعات العملاء واحتياجات السوق. ونتيجة لذلك ، اهتمت JESA Jacobs Engineering SA بدعوة من OCP لتقديم عطاءات من أجل تحقيق مجمع تسميد الأسمدة الموجود في فوسبوكرا ، العيون.

تعتمد دراسة المبنى على استخدام نموذج رقمي بالعناصر المنتهية في برنامج ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS و STAAD PRO

تطلب كتاب الوصفات الخاصة إجراء دراسة وفقًا للمعايير الأمريكية للبناء ، والتي أجريتها على STAAD PRO ، ثم قارنت بين النتائج التي تم الحصول عليها من قبل البرنامج المشار إليه سابقًا وتلك التي قدمتها ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS وفقًا للمعايير المستخدمة في المغرب.

تعتمد الدراسة الديناميكية لنظام المجفف على نموذج قمت بتطويره ، بالإضافة إلى نموذج على IMAGE LAB يوفر فكرة واضحة عن سلوك المجاميع في المجفف. الاهتمام هو تبسيط الدراسة الديناميكية لهذا النوع من الأنابيب الدوارة بعد تفصيل المعلمات المختلفة المستخدمة في الحساب.

الكلمات الرئيسية : ASCE 7-05 ، ACI 318 ، BAEL 91 ، NV65 ، مبنى التحبيب، مجفف دوار ، ROBOT STRACTURAL ANALYSIS ، STAAD PRO ،

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des annexes

Chapitre 1

Inventaire des charges appliquées sur la structure du bâtiment de granulation

- Charges permanentes
- Charges d'exploitation
- Charges accidentelles

1.Inventaire des charges appliquées sur la structure du bâtiment de granulation

1.1 Introduction

L'évaluation des différentes charges appliquées sur un bâtiment est une étape primordiale pour le provisionnement des dimensions des différentes composantes de la structure et pour le dimensionnement des éléments porteurs par la suite.

1.2 Charges permanentes

1.2.1 Charges appliquées sur la terrasse

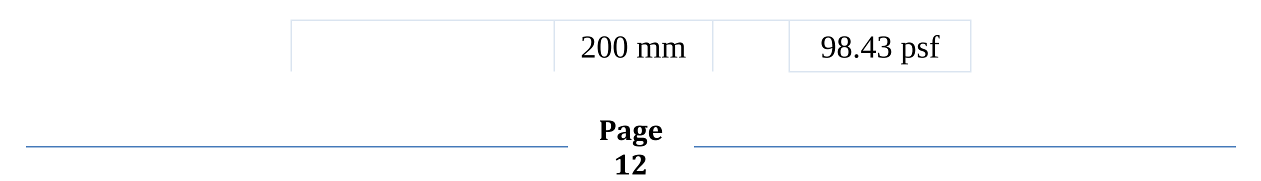
La charge permanente sur la terrasse est une sommation entre les charges de la table de compression et du poids de la dalle constituée par l'hourdis reposant sur des poutrelles. La charge permanente alors diffère selon l'épaisseur de l'hourdis utilisé sur chaque partie de la terrasse, ainsi selon la norme américaine « IBC 2009 » on a :

Epaisseur	Poids par m²
160 mm	345 kg/m2
265 mm	475 kg/m2
320 mm	501 kg/m2

Tableau 1.1 : Poids par mètre carré des charges permanentes appliquées sur la terrasse

1.2.2 Charges appliquées sur le plancher

La charge permanente sur le plancher se résume dans les charges du poids propre du plancher qui est d'une épaisseur en 200mm dans toute la structure. On mentionne que les charges permanentes hors poids propre du plancher sont incluses par le BET dans la partie des charges d'exploitation, chose pour laquelle on sera dans le cas d'un surdimensionnement à cause des coefficients appliquées lors des combinaisons des charges, mais on est plus sécurisé.



	200 mm		98.43 psf

Charges permanentes:	= 7.87 in	Par 150 Pcf	480.6 kg/m2
			4.713 kN/m2

Tableau 1.2 Poids par mètre carré des charges permanentes appliquées sur le plancher

1.2.3 Charges des murs de la structure

La charge des murs, d'une épaisseur totale de 200mm, qui constituent les parois de la structure et qui sont construits par des hourdis verticaux est évaluée à :

L'épaisseur totale du mur est de 200 mm :	240 kg/m2	Ou	49.16 psf

Tableau 1.3 : Poids par mètre carré des parois du bâtiment

1.2.4 Charge des équipements

Le bâtiment est à usage purement industriel, l'évaluation des charges des équipements a une priorité extrême dans le dimensionnement de la structure de ce bâtiment.

Les charges indiquées sont distribuées selon les 'Dessins du vendeur' qui se trouvent dans la partie annexe.

1.2.4.1 Hoopers

Ces derniers se trouvent à l'élévation 16.020 'Voir les plans de la structure dans l'annexe 2', leurs charges se calcul à cause de l'absence des 'Dessins du vendeur'.

Nom de la machine	hauteur	Diamètre
L07AAR10 - Filler Hopper	9,000 mm	ø 3,000 mm
L07AAR11 - Urea Hopper	9,000 mm	ø 3,000 mm
L07AAR12 - Potash Hopper	9,000 mm	ø 4,500 mm
L07AAR13 - Potash Hopper	9,000 mm	ø 4,500 mm
L07AAR14 - Reclaim Hopper	9,000 mm	ø 3,000 mm

Tableau 1.4 : Dimensions des Hoopers

L'acier qui constitue les parties des machines à un poids surfacique évaluée à 20.40 psf qui est égale à 99.60 kg/m² :

Nom de la machine	Surface	Poids en kg	Poids en kN

L07AAR10:	98.96 m2	9,857 kg	96.66 kN
L07AAR11:	98.96 m2	9,857 kg	96.66 kN
L07AAR12:	159.04 m2	15,841 kg	155.35 kN
L07AAR13:	159.04 m2	15,841 kg	155.35 kN
L07AAR14:	98.96 m2	9,857 kg	96.66 kN

Tableau 1.5 : Le poids propre des Hoopers

1.2.4.2 Cyclones

Ils se trouvent à l'élévation 37.620 'Voir les plans de la structure dans l'annexe 5'.

Quad Cyclones		
Charge	71.16 kips	316.5 kN
Dual Cyclones		
Charge	25.15 kips	111.9 kN

Tableau 1.6 : Les charges des différents types des Cyclones

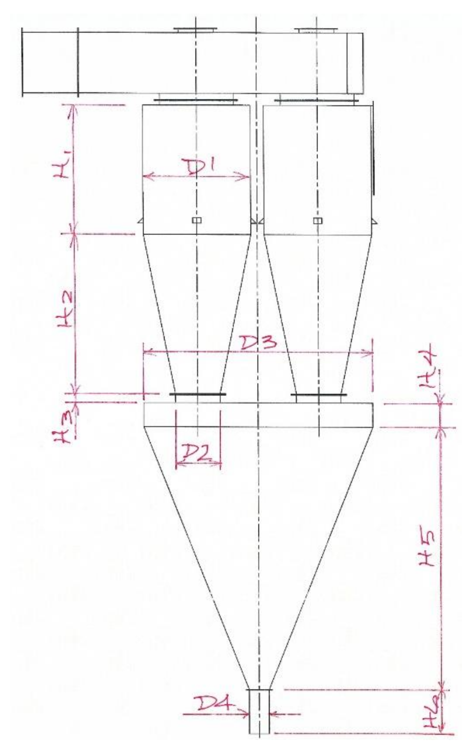


Figure 1-1 Dessin simplifié des cyclones

1.2.4.3 Screen Feeders

Ils se trouvent aux élévations 32.220 et 20.880 'Voir les plans de la structure dans l'annexe'.

Product Screens say		
Charge	***3388 kg***	***33.2 kN***
Oversize Screens say		
Charge	***3810 kg***	***37.4 kN***
Product Screens say		
Charge	***6600 kg***	***64.7 kN***

Tableau 1.7 : Les charges des Screen Feeders

1.2.4.4 Granulator

Se trouve à l'élévation 16.020 'Voir les plans de la structure dans l'annexe 2'.

Granulator		
Charge	*181.1 T*	*1776.1 kN*

Tableau 1.8 : Charge du granulateur

1.2.4.5 Coating drum

Se trouve à l'élévation 16.020 'Voir les plans de la structure dans l'annexe 2'.

Coating drum		
Charge	*40.0 T*	*392.3 kN*

Tableau 1.9 : Charge du Coating drum

1.2.4.6 Pulverizers

Se trouvent à l'élévation 11.160 'Voir les plans de la structure dans l'annexe 3'. Leurs charges sont données par les 'Dessins du vendeur'

Pulverizer		
Charge	*14.8 T*	*145.1 kN*

Tableau 1.10 : Charge des Pulverizers

1.2.4.7 Fluidized Bed Product Cooler

Se trouve à l'élévation 6.480 'Voir les plans de la structure dans l'annexe 4'. Il est supporté par deux poutres en BA.

Fluidized Bed Product Cooler		
Charge	*450 kN*	*101.16 Kips*

Tableau 1.11 : Charges de Product Cooler

1.2.4.8 **Weigh feeders:**

Weigh feeders		
Charge	*0.950 kg*	*9.3 kN*

Tableau 1.12 : Charge de Weigh Feeders

1.2.4.9 **Air Dehumidifier :**

Sa charge se calcul à cause de l'absence des 'Dessins du vendeur'

Dimensions:	*Longueur 8.70 m*	*Largeur 6.50m*	*Hauteur 4.50m*
Sides: 2 x long x hauteur =	*78.30 m2*		
Ends: 2 x largeur x hauteur =	*58.50 m2*		
T & B: 2 x long x largeur =	*113.10 m2*		
Total =	*249.90 m2*	*2,690 sf*	
On a 100 lb/sf	*269 kips*		
Ou	*1,197 kN*		

Tableau 1.13 : Résumé des calculs de charge de l'Air Dehumidifier

1.3 Charges d'exploitation

1.3.1 Charges sur terrasse

La charge d'exploitation sur la terrasse est fixée par le règlement «IBC 2009» à 20 psf qui est équivalente à 97.6 kg/m² avec une addition de 25 kg/m² qui représente la charge de la poussière.

1.3.2 Charges sur plancher

Les charges d'exploitation sur les planchers s'élèvent à 125 psf contenant 25 psf des charges de poussière, selon le code américain dans notre cas. La somme alors est égale à 610. Kg/m² ou encore à 5.985 kN/m².

1.4 Charges accidentelles

1.4.1 Les charges sismiques

1.4.1.1 Charges sismiques selon le code américain ASCE 7-05

Dans un premier temps on effectuera les calculs selon le règlement ASCE 7-05, avec lequel l'organisme de JACOBS à l'habitude de dimensionner les ouvrages de l'OCP, vu que ce dernier est un bureau d'études et de conseil **américain** en ingénierie. Après, on fera une comparaison des résultats si on utilise le règlement marocain RPS 2000 version 2011.

L'analyse sismique selon la norme américaine consiste à trouver les spectres de réponse en accélération pour les courtes périodes et pour une seconde, en utilisant le 'Maximum Considered Earthquake' MCE ajusté. Ces paramètres s'appellent les paramètres sismiques : S_{MS} et S_{M1}.

L'Institut d'études géologiques des États-Unis possède un site web contenant ces paramètres sismiques pour chaque point du monde entier qui est déterminé par sa longitude et son altitude. Le site en question 'LAAYOUNE' possède les coordonnées suivantes :
latitude 27.055° N **longitude** 13.420° W,

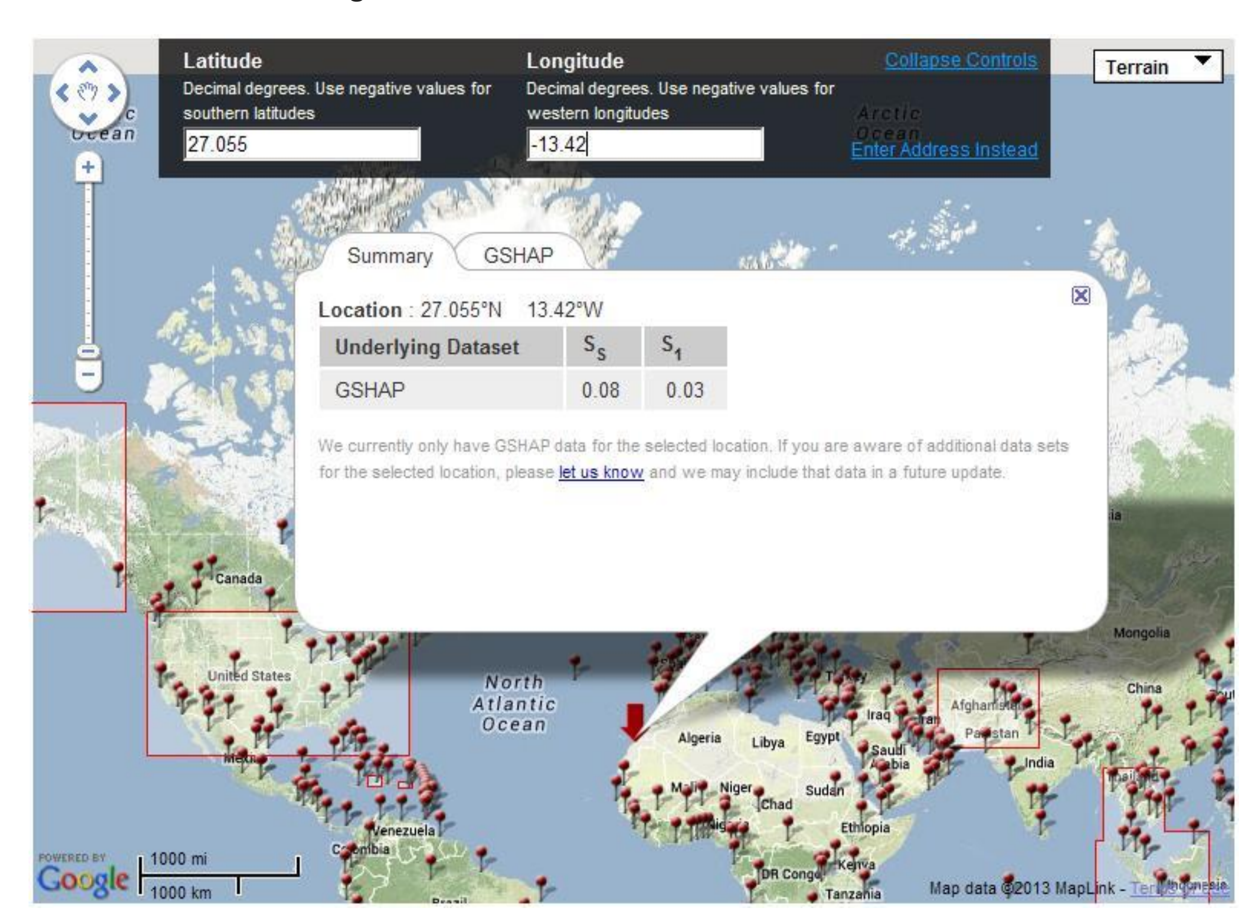


Figure 1-2 : Identification des coefficients S_s et S_1 par localisation du site

On peut tirer ainsi :

$$S_s = 0{,}08 \times g \ (8\%)$$
$$S_1 = 0{,}03 \times g \ (3\%)$$

Ces deux paramètres doivent être ajustés selon le site où on applique notre analyse sismique, ceci se fait selon les tableaux suivant :

Site Class	Mapped Maximum Considered Earthquake Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	See Section 11.4.7				

Tableau 1.14 : Coefficient du site F_a

Site Class	Mapped Maximum Considered Earthquake Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	See Section 11.4.7				

Tableau 1.15 : Coefficient du site F_v

On a:

$$S_{MS} = F_a \times S_S$$
$$S_{M1} = F_v \times S_1$$

Sachant que le site en question est de classe D (Stiff Soil), alors:

$$S_{MS} = 0.13$$
$$S_{M1} = 0.07$$

Site Class	$\bar{v}_s$	$\bar{N}$ or $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$
A. Hard rock	>5,000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s	>50	>2,000 psf
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s	15 to 50	1,000 to 2,000 psf
E. Soft clay soil	<600 ft/s	<15	<1,000 psf
	Any profile with more than 10 ft of soil having the following characteristics: - Plasticity index PI > 20, - Moisture content $w \geq 40\%$, and - Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ psf		
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	See Section 20.3.1		

For SI: 1 ft/s = 0.3048 m/s 1 lb/ft^2 = 0.0479 kN/m^2

Tableau 1.16 : Classification du sol utilisée en fonction des paramètres géotechniques

Par la suite les paramètres du design de l'accélération spectrale sont :

$$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS} = 0.09$$
$$S_{D1} = 2/3 \times S_{M1} = 0.05$$

$$T_0 = 0.2 \times (S_{D1} / S_{DS}) = 0.11 \text{ secondes}$$
$$T_s = (S_{D1} / S_{DS}) = 0.56 \text{ secondes}$$

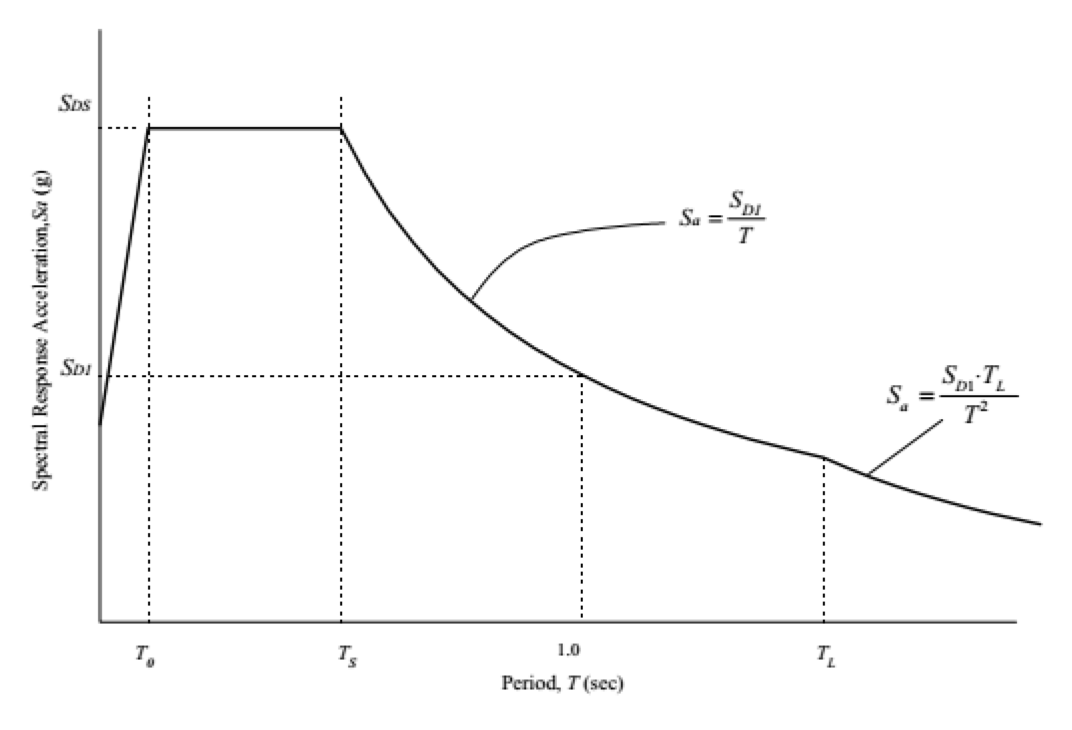


Figure 1-3 : Construction type du spectre de réponse

Le facteur d'importance : Ce coefficient prend en considération les conséquences socio-économiques que peut engendrer le dommage causé par un séisme. Il est donné par le tableau suivant :

Occupancy Category	*I*
I or II	1.0
III	1.25
IV	1.5

Tableau 1.17 : Coefficient d'importance selon la catégorie du bâtiment

En raison de l'existence des substances toxiques, on va choisir la catégorie III, et donc un facteur d'importance I = 1,25.

Etant donné les deux tableaux suivants qui permettent de choisir la catégorie selon laquelle se fait le calcul des charges sismiques on a :

Value of S_{DS}	Occupancy Category		
	I or II	III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D	D

Tableau 1.18 : La classe de dimensionnement les valeurs du coefficient S_{DS}

Value of S_{D1}	OCCUPANCY CATEGORY		
	I or II	III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D	D

Tableau 1.19 : La classe de dimensionnement les valeurs du coefficient S_{D1}

Donc la catégorie A correspond à notre cas, cette dernière est régi par le texte suivant :

Section 11.7. The effects on the structure and its components due to the forces prescribed in this section shall be taken as E and combined with the effects of other loads in accordance with the load combinations of Section 2.3 or 2.4. For structures with damping systems, see Section 18.2.1.

11.7.2 Lateral Forces. Each structure shall be analyzed for the effects of static lateral forces applied independently in each of two orthogonal directions. In each direction, the static lateral forces at all levels shall be applied simultaneously. For purposes of analysis, the force at each level shall be determined using Eq. 11.7-1 as follows:

Fx = 0.01wx (11.7-1)

Where:

Fx = the design lateral force applied at story x, and

wx = the portion of the total dead load of the structure, D, located or assigned to Level x.

11.7.3 Load Path Connections. All parts of the structure between separation joints shall be interconnected to form a continuous path to the lateral force-resisting system, and the connections shall be capable of transmitting the lateral forces induced by the parts being connected. Any smaller portion of the structure shall be tied to the remainder of the structure with elements having design strength of not less than 5 percent of the portion's weight. This connection force does not apply to the overall design of the lateral force-resisting system. Connection design forces need not exceed the maximum forces that the structural system can deliver to the connection.

11.7.4 Connection to Supports. A positive connection for resisting a horizontal force acting parallel to the member shall be provided for each beam, girder, or truss either directly to its supporting elements, or to slabs designed to act as diaphragms. Where the connection is through a diaphragm, then the member's supporting element must also be connected to the diaphragm. The connection shall have a minimum design strength of 5 percent of the dead plus live load reaction.

11.7.5 Anchorage of Concrete or Masonry Walls. Concrete and masonry walls shall be anchored to the roof and all floors and members that provide lateral support for the wall or that are supported by the wall. The anchorage shall provide a direct connection between the walls and the roof or floor construction. The connections shall be capable of resisting the horizontal forces specified in Section 11.7.3, but not less than a minimum strength level horizontal force of 280 lb/ linear ft (4.09 kN/m) of wall substituted for E in the load combinations of Section 2.3 or 2.4.

Extrait du règlement ASCE 7-05 pour le dimensionnement selon la catégorie A

Enfin, les charges sismiques, Selon le code ASCE 7-05, sur chaque étage correspondent à 0.01 multipliée par les charges permanentes de l'étage en question.

1.4.1.2 Comparaison des résultats entre RPS2011 et ASCE 7-05

Le tableau suivant résume les différents paramètres sismiques que j'ai avons pris pour le calcul de notre structure.

Classe du bâtiment	I
Coefficient de priorité I	I=1,3

Coefficient de vitesse v	0,05
Niveau de ductilité	ND 1
Coefficient de comportement k	2
Amortissement	5 %
Zonage	Zone 0
Coefficient du site S	1,4
Facteur d'amplification D	0,875482

Tableau 1.20 : Paramètres sismiques selon RPS2000 v2011

La régularité et en élévation du bâtiment, décrite dans le tableau suivant, est assurée donc on peut appliquer la méthode de la Force Statique Equivalente :

Type de vérification		***résultats***
Forme en plan	***Forme de la structure***	***Vérifié***
	Les parties saillantes	***Vérifié***
	Distance entre le centre de masse et le centre de rigidité	***Vérifié***
	L'élancement	***Vérifié***
Forme en élévation	***Distribution de la rigidité et de la masse***	***Vérifié***
	Rétrécissement graduel en Elévation	***Vérifié***
	Elargissement graduel sur la Hauteur	***Vérifié***

Tableau 1.21 : Résumé des vérifications de régularité du bâtiment

Le tableau suivant résume les résultats du calcul selon la méthode de la Force Statique équivalente :

Etage	G+Q [kN]	h_i	F_n (RPS)	F_n (ASCE 7-05)	Rapport
Etage 1	95526.915	6.48	859.6058	955.269153	1.111287449
Etage 2	39034.63	11.16	604.9408	390.3463	0.64526368
Etage 3	51273.136	16.02	1140.646	512.731363	0.44950953
Etage 4	28377.93	20.88	822.8294	283.779299	0.344882312
Etage 5	17814.075	28.62	707.9971	178.140754	0.251612253
Etage 6	27337.835	32.22	1223.174	273.378346	0.223499152
Etage 7	27083.704	37.62	1414.899	270.83704	0.191417934
Etage 8	21478.856	42.84	1277.789	214.788559	0.1680939
Etage 9	18622.75	46.98	1214.942	186.227496	0.153281027
Etage 10	17640.534	52.2	1278.736	176.405337	0.137952925
Etage 11	20797.985	57.6	1663.575	207.979847	0.125019838
Etage 12	14785.082	59.4	1219.576	147.850823	0.121231358

Tableau 1.22 : Comparaison des forces latérales entre RPS2011 et ASCE 7-05

Les deux figures suivantes simulent les résultats de répartition de la force F par pourcentage du poids de l'étage :

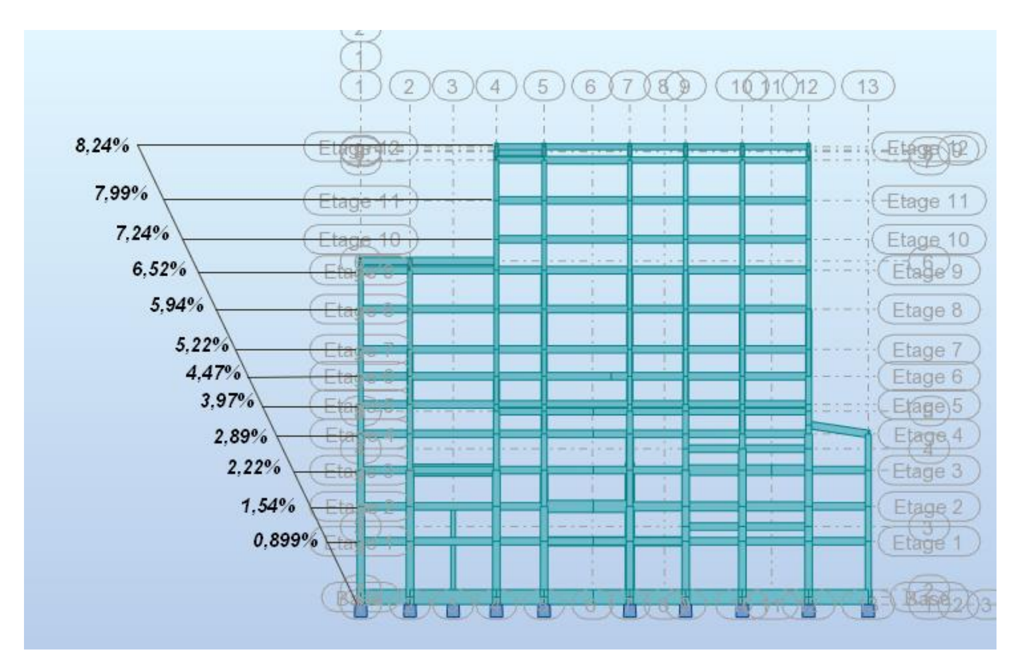


Figure 1-4 : Répartition de la force FRPS par pourcentage de l'étage

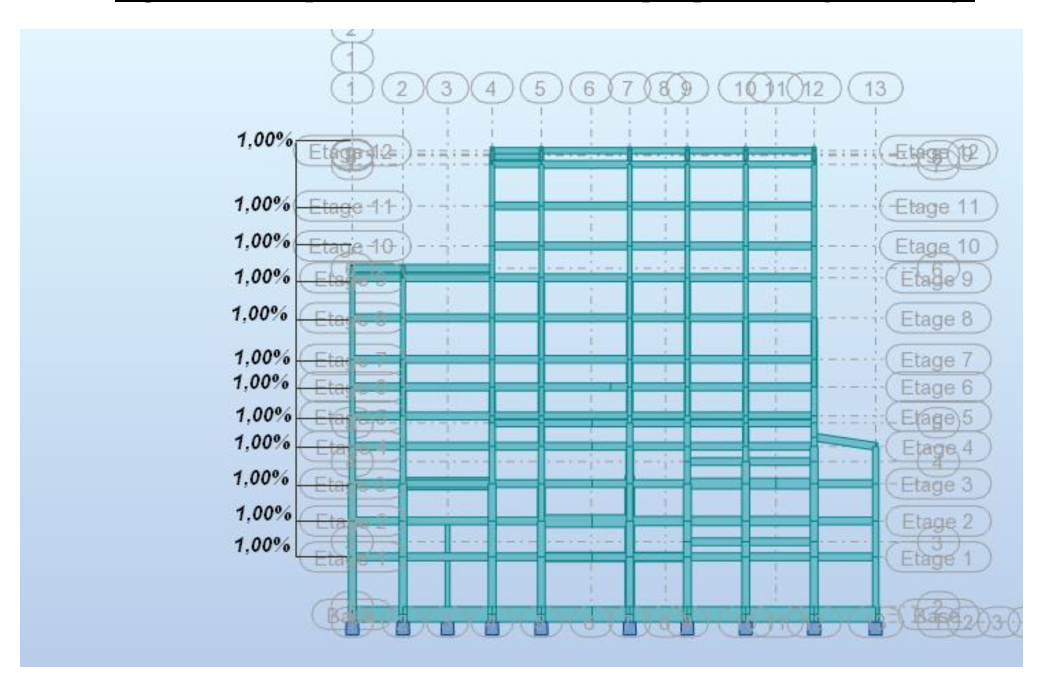


Figure 1-5 : Répartition de la force FASCE 7-05 par pourcentage de l'étage

On remarque que les forces obtenues selon le règlement américain ne sont pas conformes au règlement marocain à partir du deuxième étage, donc il sera plus convenable de dimensionner notre structure selon le règlement parasismique marocain, ainsi les coefficients S_s et S_1 doivent être tirés d'une base de donnée marocaine pour plus de précision en utilisant la norme américaine.

1.4.1.2.1 Calcul de la charge sismique avec le logiciel Robot Structural Analysis :

L'analyse dynamique de la structure selon l'RPS 2011 est effectuée par une analyse modale spectrale avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis.

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des efforts maximaux d'un séisme sur une structure, basée sur :

- L'action sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- Le comportement supposé élastique de la structure servant au calcul des modes propres.

Cette analyse est indispensable pour le traitement des structures classées comme étant irrégulière au sens des règles du RPS2000 version 2011 présentées dans les articles 3.21 et 3.22.

Cette méthode dont l'objectif est la détermination des périodes propres, permet de caractériser la réponse du bâtiment à un chargement dynamique en déterminant sa réponse maximale pour chacun de ses modes propres.

L'analyse dynamique d'un bâtiment repose sur les hypothèses suivantes :

- La réponse d'une structure est prépondérante au voisinage des fréquences propres dites "de résonnance" de la structure.
- Le comportement global de la structure est une superposition de chacun des modes propres.

L'analyse modale spectrale se déroulera donc de la façon suivante :

- Recherche des modes propres de la structure ;
- Sélection des modes qui jouent un rôle prépondérant lors d'un séisme ;
- Combinaison des réponses modales.
- Recherche et sélection des modes propres

L'étude du comportement dynamique est basée sur un système à plusieurs degrés de liberté. Or, en théorie, l'analyse dynamique permet la détermination d'autant de modes propres que la structure comporte de degrés de liberté.

Pourtant, il n'est pas question d'extraire autant de modes propres que de degrés de liberté. Il faut donc sélectionner le nombre de modes à extraire pour se rapprocher du comportement dynamique réel de la structure.

La sélection des modes propres s'effectue avec le critère des masses modales effectives, c'est- à-dire la masse qui est excitée pour le mode i.

L'organigramme ci-dessous représente la méthode à effectuer dans chaque direction. Il s'agit d'un processus itératif où :

$\boldsymbol{n}$ est le nombre de modes calculés ;

f_n est la fréquence du dernier mode propre calculé ;

$33Hz$ est la valeur de la fréquence de coupure pour un ouvrage à risque normal ;

$\sum Mi$ est la somme des masses modales et M est la masse totale vibrante.

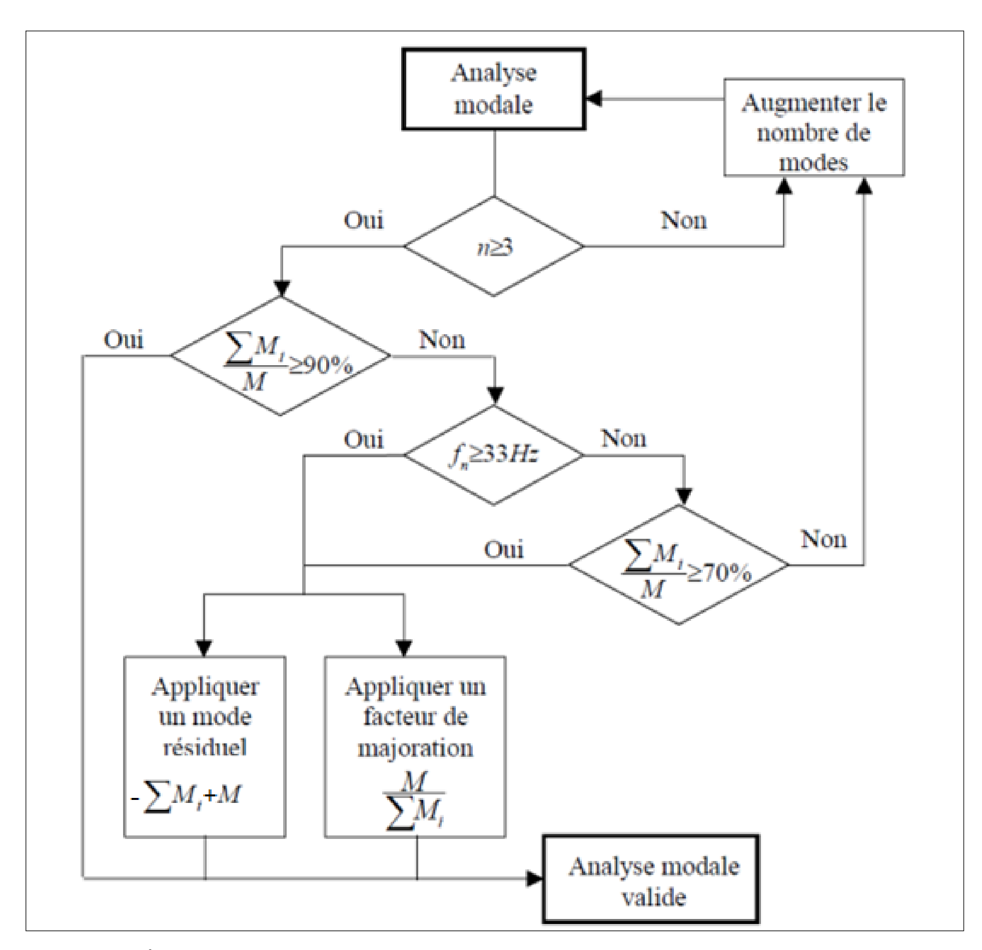


Figure 1-6 : Organigramme de l'analyse modale sur Robot

1.4.1.2.1.1 Résultats du calcul modal :

L'analyse modale est appliquée à notre modèle aux éléments finis.

Mode	*Fréquence [Hz]*	*Période [sec]*	*Masse Modale UX [%]*	*Masse Modale UY [%]*	*Masses Cumulées UX [%]*	*Masses Cumulées UY [%]*
1	*0.6*	*1.67*	*0.16*	*52.68*	*1*	*0.6*
2	*0.63*	*1.59*	*62.79*	*52.9*	*2*	*0.63*
3	*0.72*	*1.38*	*62.86*	*58.38*	*3*	*0.72*
4	*1.12*	*0.89*	*62.86*	*63.85*	*4*	*1.12*

5	*1.25*	*0.8*	*63.26*	*64.16*	*5*	*1.25*
6	*1.38*	*0.73*	*79.54*	*64.79*	*6*	*1.38*
7	*1.39*	*0.72*	*80.04*	*77.37*	*7*	*1.39*
8	*1.5*	*0.67*	*80.06*	*78.28*	*8*	*1.5*
9	*1.6*	*0.63*	*80.25*	*78.38*	*9*	*1.6*
10	*1.76*	*0.57*	*80.25*	*78.83*	*10*	*1.76*
11	*1.93*	*0.52*	*80.26*	*80.07*	*11*	*1.93*
12	*2.11*	*0.47*	*80.28*	*80.07*	*12*	*2.11*
13	*2.13*	*0.47*	*80.28*	*80.09*	*13*	*2.13*
14	*2.17*	*0.46*	*80.28*	*82.1*	*14*	*2.17*
15	*2.29*	*0.44*	*80.32*	*82.1*	*15*	*2.29*
16	*2.35*	*0.43*	*83.86*	*82.1*	*16*	*2.35*
17	*2.39*	*0.42*	*83.86*	*84.06*	*17*	*2.39*
18	*2.54*	*0.39*	*83.9*	*84.06*	*18*	*2.54*
19	*2.63*	*0.38*	*84*	*84.06*	*19*	*2.63*
20	*2.72*	*0.37*	*84.03*	*84.27*	*20*	*2.72*

Tableau 1.23 : Résultats de l'analyse modale sur Robot

Puisque le cumul, dans notre cas, des masses modales n'atteint pas 90% de la masse totale de l'ouvrage à la fréquence de coupure, les modes négligés sont pris en compte soit avec l'utilisation d'un mode résiduel (ou pseudo-mode), soit en majorant toutes les variables par un facteur de majoration. Dans les 2 cas, le nombre de modes peut être limité tel que la somme cumulée des masses modales est supérieure à 70%. Ceci permet d'optimiser le temps de calcul sans négliger des modes propres significatifs.

Le mode résiduel est calculé en appliquant à la structure l'accélération spectrale du dernier mode affectée à la masse vibrante négligée $M - \sum Mi$.

L'autre solution (que j'ai utilisé) est d'utiliser un facteur de majoration $M/\sum Mi$. Ce dernier multiplie directement les résultats sismiques finaux (des résultats expérimentaux montrent qu'il vaut mieux utiliser le mode résiduel).

Le facteur de majoration égale à :

$$\frac{M}{\sum Mi} = 1.17$$

Les résultats finaux du calcul des modes propres sont présentés dans le tableau suivant :

Mode	***Fréquence [Hz]***	***Période [sec]***	***Masse Modale UX [%]***	***Masse Modale UY [%]***	***Masses Cumulées UX [%]***	***Masses Cumulées UY [%]***
1	*0.6*	*1.67*	*0.16*	*52.68*	0.16	52.68
2	*0.63*	*1.59*	*62.79*	*52.9*	62.63	0.22
3	*0.72*	*1.38*	*62.86*	*58.38*	0.07	5.48
4	*1.12*	*0.89*	*62.86*	*63.85*	0.00	5.47
5	*1.25*	*0.8*	*63.26*	*64.16*	0.40	0.32
6	*1.38*	*0.73*	*79.54*	*64.79*	16.28	0.63
7	*1.39*	*0.72*	*80.04*	*77.37*	0.50	12.59
8	*1.5*	*0.67*	*80.06*	*78.28*	0.02	0.91
9	*1.6*	*0.63*	*80.25*	*78.38*	0.20	0.10
10	*1.76*	*0.57*	*80.25*	*78.83*	0.00	0.45
11	*1.93*	*0.52*	*80.26*	*80.07*	0.00	1.24
12	*2.11*	*0.47*	*80.28*	*80.07*	0.02	0.00
13	*2.13*	*0.47*	*80.28*	*80.09*	0.00	0.02
14	*2.17*	*0.46*	*80.28*	*82.1*	0.00	2.01
15	*2.29*	*0.44*	*80.32*	*82.1*	0.04	0.01
16	*2.35*	*0.43*	*83.86*	*82.1*	3.54	0.00
17	*2.39*	*0.42*	*83.86*	*84.06*	0.00	1.95
18	*2.54*	*0.39*	*83.9*	*84.06*	0.04	0.00
19	*2.63*	*0.38*	*84*	*84.06*	0.10	0.00
20	*2.72*	*0.37*	*84.03*	*84.27*	0.03	0.21
21	2.85	0.35	84.03	84.34	0.00	0.07

22	2.89	0.35	84.04	84.45	0.01	0.11
23	2.99	0.33	84.04	84.45	0.01	0.00
24	3.05	0.33	84.05	85.51	0.01	1.06
25	3.09	0.32	84.17	85.57	0.12	0.06
26	3.14	0.32	85.41	85.58	1.24	0.01
27	3.15	0.32	85.67	85.63	0.26	0.05
28	3.23	0.31	85.68	85.63	0.01	0.00
29	3.30	0.30	85.68	85.64	0.00	0.01
30	3.35	0.30	85.69	85.67	0.01	0.03
31	3.41	0.29	85.69	85.67	0.00	0.00
32	3.45	0.29	85.69	85.67	0.00	0.00
33	3.50	0.29	85.69	85.68	0.00	0.01
34	3.59	0.28	85.74	85.70	0.05	0.02
35	3.61	0.28	85.74	85.75	0.00	0.05
36	3.69	0.27	85.75	85.77	0.00	0.02
37	3.75	0.27	85.75	85.77	0.00	0.00
38	3.90	0.26	85.78	85.79	0.03	0.01
39	3.96	0.25	85.87	85.80	0.09	0.01
40	4.02	0.25	85.91	85.83	0.05	0.03

Tableau 1.24 : Résultats finales du calcul des modes propres de la structure

1.4.1.2.2 Comparaisons des valeurs propres obtenues par STAAD PRO :

La méthode mathématique utilisée par STAAD est appelée méthode d'extraction EIGEN d'itération de sous-espace. La méthode comprend 2 matrices: la matrice de résistance et la matrice de masse. La matrice de rigidité [K] est assemblée à l'aide des données telles que la longueur des éléments, les propriétés des éléments, le module d'élasticité, la distribution de poisson, les modifications des éléments, les décalages des éléments, les informations de support, etc.

Pour l'assemblage de la matrice de masse, appelée matrice [M], STAAD utilise les données de charge spécifiées dans le cas de charge dans lequel la commande MODAL CAL REQ est

spécifiée. Certains des aspects importants à garder à l'esprit sont les suivants: les informations que j'ai spécifié sont des poids et non des masses. En interne, STAAD convertira les poids en masses en divisant l'entrée par "g", l'accélération due à la gravité.

La figure suivante montre un aspect de logiciel qui présente le premier mode propre ainsi que le reste des modes dans un tableau contenant la participation de la masse suivant chaque axe dans chaque mode.

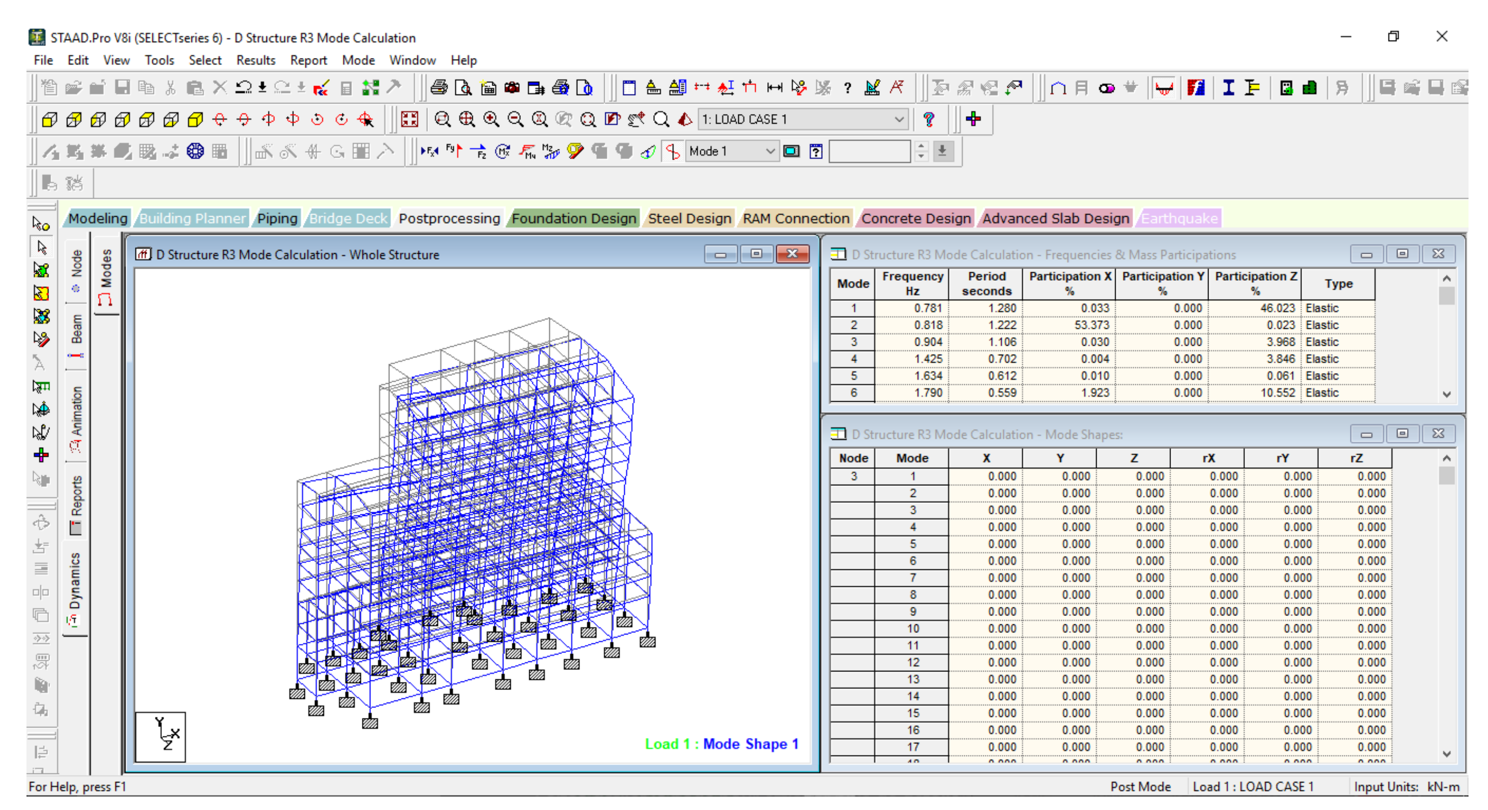


Figure 1-7 : Liste des modes propres calculés par STAAD PRO

Les résultats finaux du calcul des modes propres sont présentés dans le tableau suivant :

Mode	*Fréquence [Hz]*	*Période [sec]*	*Masse Modale UX [%]*	*Masse Modale UY [%]*	*Masse Modale UZ [%]*
1	*0.781*	*1.28*	*0.033*	*0*	*46.023*
2	*0.818*	*1.222*	*53.373*	*0*	*0.023*
3	*0.904*	*1.106*	*0.03*	*0*	*3.968*
4	*1.425*	*0.702*	*0.004*	*0*	*3.846*
5	*1.634*	*0.612*	*0.01*	*0*	*0.061*
6	*1.79*	*0.559*	*1.923*	*0*	*10.552*

7	1.795	0.557	13.602	0	1.16
8	1.92	0.521	0.058	0	1.627
9	2.081	0.481	0.045	0	0.329
10	2.291	0.436	0.01	0	0.263
11	2.467	0.405	0	0	1.185
12	2.697	0.371	0.006	0	0.037
13	2.761	0.362	0	0	0.279
14	2.779	0.36	0.002	0	1.101
15	2.98	0.336	2.672	0	0.006
16	3.021	0.331	0.235	0	0.095
17	3.07	0.326	0.001	0	1.557
18	3.261	0.307	0.011	0	0.067
19	3.397	0.294	0.063	0	0
20	3.478	0.288	0.083	0	0.066
21	3.639	0.275	0.042	0	0.073
22	3.726	0.268	0.011	0	0.007
23	3.803	0.263	0.011	0	0.003
24	3.98	0.251	0.031	0	0.159
25	4.032	0.248	1.045	0.001	0.09
26	4.073	0.246	0.043	0	1.542
27	4.144	0.241	0.011	0	0.007
28	4.232	0.236	0.214	0	0.014
29	4.309	0.232	0.504	0	0.009
30	4.356	0.23	0.048	0.001	0
31	4.422	0.226	0.082	0	0.051

32	*4.47*	*0.224*	*0.004*	*0*	*0.035*
33	*4.509*	*0.222*	*0.006*	*0*	*0.001*
34	*4.587*	*0.218*	*0.015*	*0*	*0.012*
35	*4.682*	*0.214*	*0.004*	*0*	*0.008*
36	*4.736*	*0.211*	*0.004*	*0*	*0.001*
37	*4.911*	*0.204*	*0.007*	*0*	*0.026*
38	*5.011*	*0.2*	*0*	*0*	*0.003*
39	*5.032*	*0.199*	*0.044*	*0.001*	*0.002*
40	*5.191*	*0.193*	*0.051*	*0.002*	*0*

Tableau 1.25 : Résultats finales du calcul des modes propres de la structure

1.4.1.2.3 Remarque :

Il est important de signaler que les axes selon STAAD PRO sont différents à ceux utilisés dans ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

1.4.1.2.4 Conclusion :

La totalité des périodes trouvées par ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS sont plus grandes à celles trouvées par STAAD PRO, chose qui est normale vu que les charges dynamiques qu'on a trouvé par l'RPS 2011 sont plus grandes à celles trouvées par le code américain IBC 2009.

1.4.2 Les charges du vent

1.4.2.1 Traduction de la vitesse du vent au Maroc de l'NV 65 à l'ASCE 7-05 (-10)

La carte du Maroc ci-dessous (Vent au Maroc) est prise de la page 4 d'un document reçu de l'OCP : Cahier des Prescriptions Communes Applicables au Calcul des Surcharges Dues au Vent.

Cette carte vient de la Ministère des Travaux Publics de La Formation Professionnelle et de la Formation des Cadres, Direction des Affaires Techniques, Division de la Normalisation et de la Réglementation Technique.

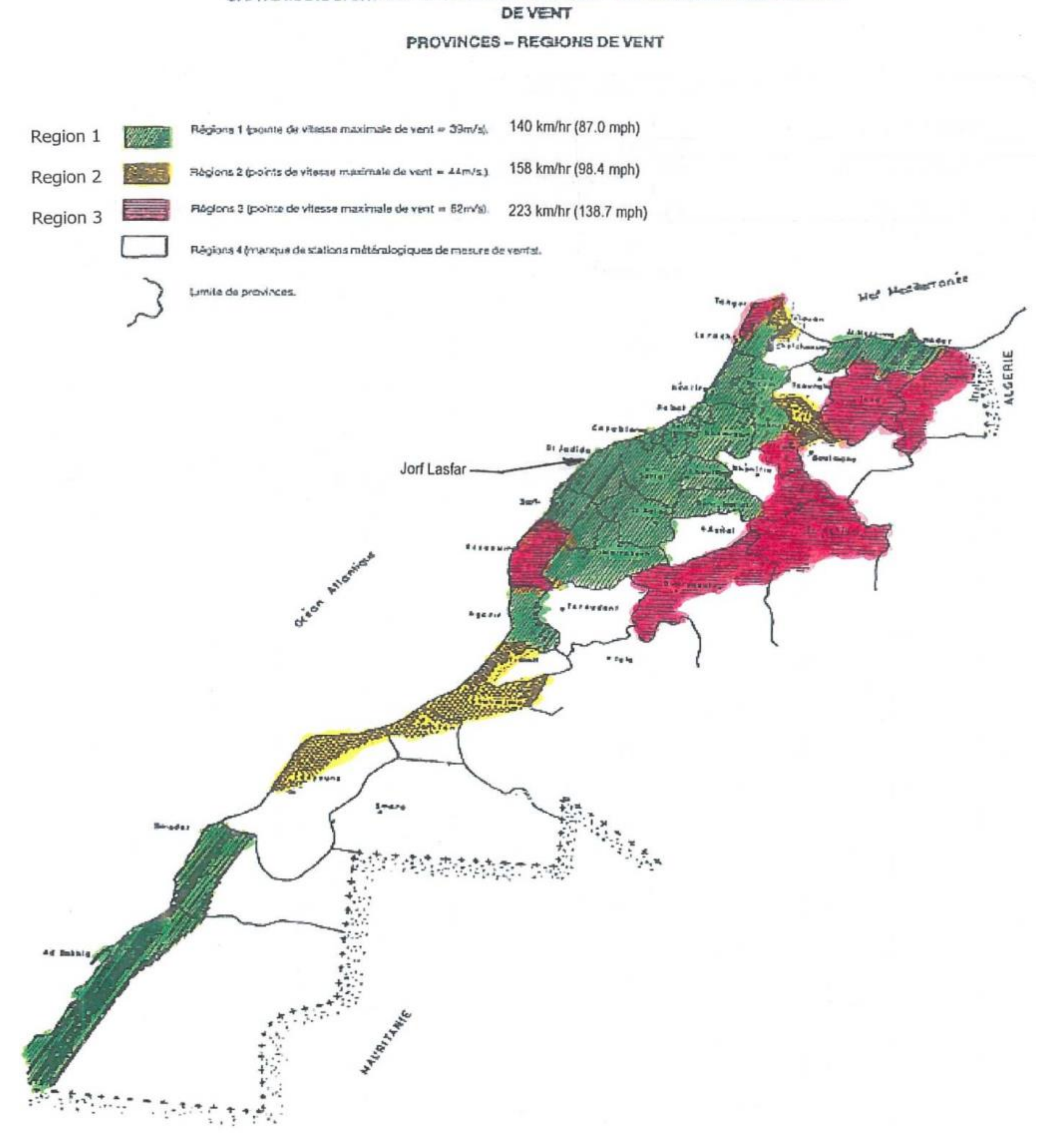


Figure 1-8 : Carte marocaine de répartition régionale des maximums de vitesses du vent

Les pages 5 et 6 de ce document listent les villes et les provinces au Maroc, avec les régions qu'elles s'appliquent à ces derniers.

Ces vitesses du vent sont basées sur des provisions de l'Eurocode 1, partie 1-4 (et du règlement du vent Français, NV 65, qui a précédé les Eurocodes). La section 1.6.1 de cet Eurocode définit la vitesse fondamentale du vent comme suit : la 10-minute correspond à la vitesse moyenne du vent avec un risque annuel de dépassement de 0.02, quelle que soit la

direction du vent, à une hauteur de 10 mètres au-dessus d'un terrain plat et dégagé et en tenant compte des effets de l'altitude dans le cas échéant.

Le risque annuel de correspond à une période de retour de 50 ans, chose qui est expliquée dans l'Eurocode 1, partie 1-4.

Dans l'appendice D de Holmes, « Wind Loading of Structures », Section D2.14 concernant la France aussi annonce que les vitesses du vent de dimensionnement sont des valeurs pour 10-minute qui signifient la vitesse du vent maximale avec une période de retour de 50 ans.

La détermination de la vitesse du vent équivalente à utiliser avec les codes de dimensionnement américains.

Le chapitre 6 du code ASCE 7-05 concerne les surcharges du vent aux Etats Unis. La section 6.2 définit la vitesse du vent de base comme suit : La vitesse de rafale de trois secondes à 10 mètres au-dessus du sol en exposition C (Notre cas) déterminée conformément à la section 6.5.4. La section 6.5.4.2 indique que cette vitesse du vent est associée à une probabilité annuelle de 0,02 (intervalle de récurrence moyen sur 50 ans). La section 6.5.6.2 définit l'exposition C comme un terrain dégagé avec obstructions éparses généralement moins de 9,1 mètres (30 pieds), ce qui est conforme à la définition de l'Eurocode 1, partie 1-4 ci-dessus.

Ainsi, une translation est nécessaire entre les valeurs pour une vitesse moyenne du vent de 10 minutes et la Vitesse du vent en rafale de 3 secondes. Toutes les autres conditions de qualification sont les mêmes.

1.4.2.1.1 Note concernant ASCE 7-10:

Cette dernière révision est toujours basée sur la vitesse du vent en rafale de 3 secondes, mais il a changé la façon dont la vitesse du vent de conception est déterminée et les formules qui produisent les charges, rendant plus difficile la détermination de la translation entre la vitesse moyenne du vent sur 10 minutes et la vitesse du vent en rafale de 3 secondes. ASCE 7-05 utilise une vitesse du vent pour n'importe quelle position géographique, auquel un facteur d'importance (I) est appliqué en fonction de la catégorie de risque du bâtiment concerné ou la structure. Les charges de vent résultantes sont combinées à d'autres charges à l'aide de facteurs compatibles avec la méthode de calcul du stress admissible. Dans ASCE 7-10, cela a été modifié pour que le facteur d'importance (I) soit éliminé. Au lieu de cela, il existe des cartes distinctes pour chaque catégorie de risque, qui fournissent différentes valeurs de vitesse du vent pour le même emplacement. En outre, les formules utilisées pour produire les charges de vent ont été modifiés afin que les facteurs utilisés pour combiner les charges de vent résultantes avec d'autres charges soient être compatible avec le LRFD (méthode de calcul du facteur de charge et de résistance), aussi appelé le calcul de la résistance Méthode. Les charges résultantes sur un membre sont presque les mêmes, même si le calcul est différent. L'utilisation de l'ASCE 7-05 est plus simple et n'entraînera pas beaucoup de changements dans les charges.

En tout cas, ni ASCE 7-05 ni ASCE 7-10 ne disposent de cartes indiquant les valeurs de vitesse de vent théorique pour le Maroc. C'est ce qui doit être déterminé. La différence de charge éolienne appliquée résultante entre ASCE 7-05 et ASCE 7-10 est négligeable. Choisir entre eux est un jugement d'ingénierie. La différence entre une vitesse moyenne du vent de 10 minutes et une rafale de 3 secondes n'est pas négligeable.

Le livre de « Holmes » comprend le tableau D1, qui présente une comparaison approximative par ordre de grandeur entre ces deux définitions de la vitesse du vent de conception.

Table D1 A classification system for design wind speeds (50 year return period wind speeds at 10 m height)

Level	*3-second gust (m/s)*	*10-min mean (m/s)*
I	<35	<22
II	35–45	22–30
III	45–55	30–35
IV	55–65	35–40
V	>65	>40

Tableau 1.26 : comparaison entre les définitions de la vitesse du vent de conception selon NV65 et ASCE 7-05

Les rapports entre ces vitesses vont de 1,5 à 1,625, ce qui n'est pas très précis. Ce n'était peut-être pas l'intention de M. Holmes. Il essayait de mettre en place un système de classification.

Plusieurs autres sources montrent comment calculer les valeurs équivalentes de l'une à l'autre en utilisant le La courbe de « Durst », qui est incluse dans la section Commentaire de ASCE 7-05 à la page 308, Figure C6-4

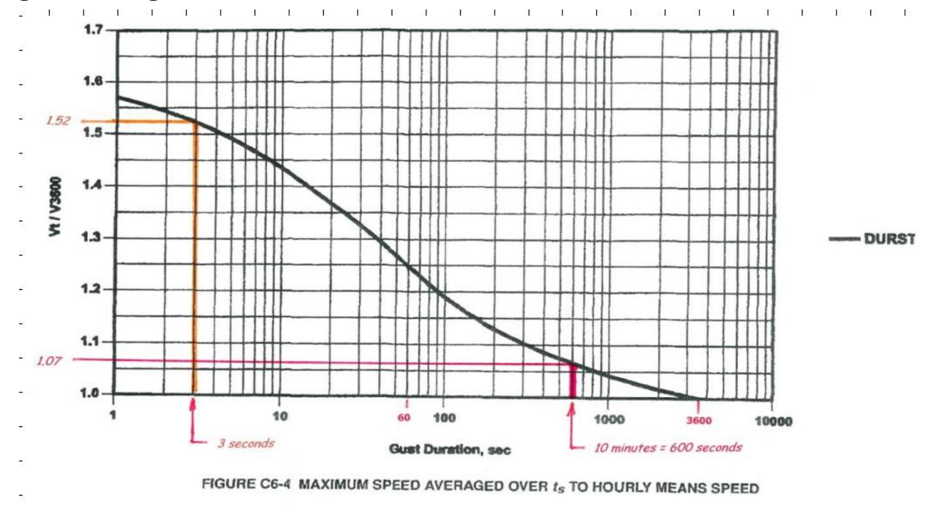


Figure 1-9 : La courbe de « Durst »

L'indice situé à gauche indique une valeur de 1,0 pour la vitesse moyenne du vent sur une heure (3 600 secondes). La vitesse moyenne du vent sur 10 minutes (à 600 secondes) indique une valeur d'indice de 1,07, ce qui signifie que La vitesse moyenne du vent sur 10 minutes (V_{600}) est 1,07 fois plus rapide que la vitesse moyenne du vent sur une heure (V_{3600}). La vitesse du vent de 3 secondes indique une valeur d'indice de 1,52, ce qui signifie que la vitesse du vent de 3 secondes (V_3) est 1,52 fois plus rapide que la vitesse moyenne du vent d'une heure (V_{3600}). Ainsi, la vitesse du vent sur 3 secondes (V_3) est environ (1,52 / 1,07 = 1,42) fois plus rapide que la moyenne sur 10 minutes. vitesse du vent (V_{600}).

Il est ainsi possible de convertir les vitesses moyennes du vent marocaines sur 10 minutes pour chaque région à la vitesse équivalente de vent de rafale de 3 secondes à utiliser avec les formules de l'ASCE 7-05.

Région du Maroc	Vitesse du vent	×1.42	En Km/h	En Mph
Région 1	39 m/s	55.4 m/s	199.4 Km/h	124 Mph
Région 2	44 m/s	62.5 m/s	225.0 Km/h	140 Mph
Région 3	62 m/s	88.1 m/s	317.1 Km/h	197 Mph

Tableau 1.27 : Répartition régionale des vitesses du vent au Maroc

1.4.2.2 Calcul des charges dues au vent

Comme il est prévu, les charges du vent seront calculées selon le Système de résistance à la force du vent principal ASCE 7-05 (MWFRS). La hauteur de la structure est supérieure à (60 feet) 18.288 m donc on va appliquer la deuxième méthode (Selon l'ASCE 7-05).

Le bâtiment industriel en question est considéré fermé car les critères de classification en tant que bâtiment ouvert ou bâtiment partiellement fermé ne sont pas remplis (voir les Définitions dans la section 6.2).

On va Utiliser la catégorie d'occupation du bâtiment III, en raison de substances toxiques, et l'exposition type C. (Voir les sections 6.5.6.2 & 6.5.6.3).

La pente du toit est de 15%, ou θ = 8.53°, comme il fait moins de 10°, on va utiliser la hauteur maximale pour définir la valeur h, donc h = 57.6 m (189.0 ft).

Pression de vitesse : La pression de vélocité q_z, évaluée à la hauteur z, doit être calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$q_z = 0.00256 \times K_z \times K_{zt} \times K_d \times V^2 \times I \quad (lb/ft^2)$$

Où : K_d est le facteur de direction du vent défini dans la section 6.5.4.4, « $K_d = 0.85$ ».

K_z est le coefficient d'exposition à la pression de vitesse défini dans la section 6.5.6.6, « K_z varie selon la hauteur (voir tableau 6-3 dans l'annexe) ».

K_{zt} est le facteur topographique défini dans la section 6.5.7.2, « K_{zt} = 1.00 ».

I est le facteur d’importance, « I = 1.15 ».

- Détermination de la vitesse du vent :

Comme on a expliqué dans la partie précédente, on doit passer par une translation pour utiliser le code américain. Laayoune se trouve sur la région 2 de la carte du vent précédente. Il est indiqué que la vitesse dans cette région est de 44 m/s qui est équivalente à 62.5 m/s en terme de rafale de vent en 3 secondes, (Pour simplifier on va prendre 140 Mph)

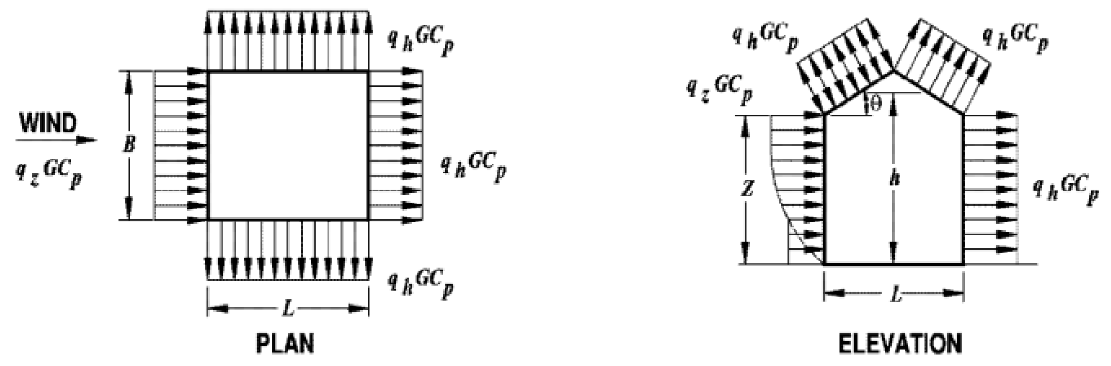
La section 6.5.8 donne un facteur de rafale dans notre cas, G = 0.85.

La figure 6-5 (suivante) donne le coefficient de pression interne GCpi = ± 0.18.

Enclosure Classification	GC_{pi}
Open Buildings	0.00
Partially Enclosed Buildings	+0.55 -0.55
Enclosed Buildings	+0.18 -0.18

Figure 1-10 : Coefficient de Pression Interne

Selon le type du toit et la forme de la structure il existe une représentation spécifique de l’effet du vent sur la structure. Dans notre cas, la pression externe est répartie comme suit :



GABLE, HIP ROOF

Figure 1-11 : Coefficient de Pression Externe

Le plan suivant représente le toit supérieur de la structure :

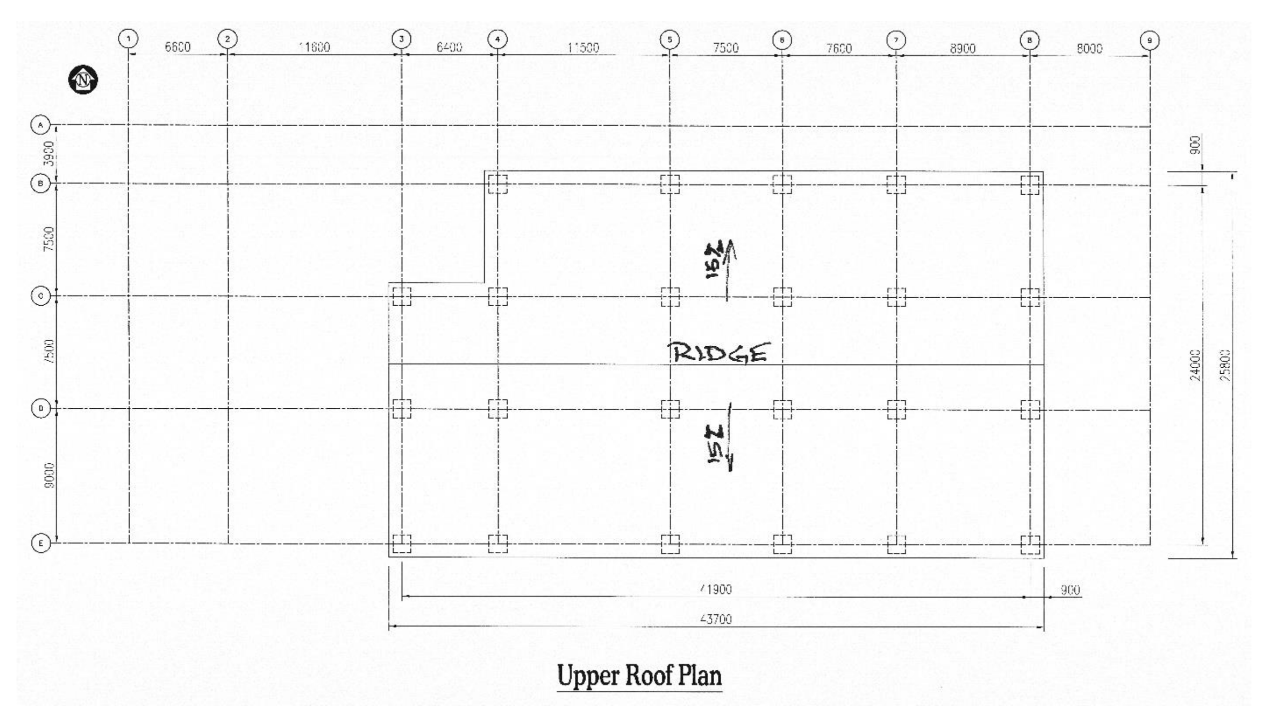


Figure 1-12 : Le plan du toit supérieur du bâtiment

Donc pour le vent Est-Ouest (parallèle à la crête) : L = 43.7m, B = 25.8m, L/B = 1.69.

Pour le vent Nord-Sud (perpendiculaire à la crête) : L = 25.8m, B = 43.7m, L/B = 0.590.

Les coefficients de pression sur le toit se déterminent selon le tableau suivant :

Roof Pressure Coefficients, C_p, for use with q_h												
Wind Direction	Windward									Leeward		
	Angle, θ (degrees)									Angle, θ (degrees)		
	h/L	10	15	20	25	30	35	45	≥60#	10	15	≥20
Normal to ridge for θ ≥ 10°	≤0.25	-0.7 -0.18	-0.5 0.0*	-0.3 0.2	-0.2 0.3	-0.2 0.3	0.0* 0.4	0.4	0.01 θ	-0.3	-0.5	-0.6
	0.5	-0.9 -0.18	-0.7 -0.18	-0.4 0.0*	-0.3 0.2	-0.2 0.2	-0.2 0.3	0.0* 0.4	0.01 θ	-0.5	-0.5	-0.6
	≥1.0	-1.3** -0.18	-1.0 -0.18	-0.7 -0.18	-0.5 0.0*	-0.3 0.2	-0.2 0.2	0.0* 0.3	0.01 θ	-0.7	-0.6	-0.6

Wind Direction	h/L	Horiz distance from windward edge	C_p
Normal to ridge for θ < 10 and Parallel to ridge for all θ	≤ 0.5	0 to h/2	-0.9, -0.18
		h/2 to h	-0.9, -0.18
		h to 2 h	-0.5, -0.18
		> 2h	-0.3, -0.18
	≥ 1.0	0 to h/2	-1.3**, -0.18
		> h/2	-0.7, -0.18

*Value is provided for interpolation purposes.

**Value can be reduced linearly with area over which it is applicable as follows

Area (sq ft)	Reduction Factor
≤ 100 (9.3 sq m)	1.0
200 (23.2 sq m)	0.9
≥ 1000 (92.9 sq m)	0.8

Tableau 1.28 : Coefficient de Pression sur le toit

Les coefficients de pression sur les parois de la structure se déterminent selon le tableau suivant :

Wall Pressure Coefficients, C_p			
Surface	**L/B**	**C_p**	**Use With**
Windward Wall	All values	0.8	q_z
Leeward Wall	0-1	-0.5	q_h
	2	-0.3	
	≥4	-0.2	
Side Wall	All values	-0.7	q_h

Tableau 1.29 : Coefficient de Pression sur les parois

On a : H = 189.0 ft et q_h = 71.83 psf à 200 ft, on doit regarder alors la tabulation entre 180 ft et 200 ft.

Parallèlement à la crête on a : H/L = 57.6/43.7 = 1.318.

Perpendiculairement à la crête on a : H/L = 57.6/25.8 = 2.233.

La superficie du toit principal et la superficie du toit de la faîtière font plus de 1000 square foot.

On utilise alors un facteur de réduction = 0.8 appliqué à la valeur de C_p (-1.3).

Donc C_p = -1.04 (sous réserve d'une interpolation supplémentaire).

On a aussi H/2 =28.8 m ou 94.5 ft (C'est toute la surface du toit parallèle et normale à la crête)

Par la suite :

- Pour toutes les directions on a pour:

Les murs au vent : C_p = +0.8

Le pignon : C_p = -0.7

- Pour les murs sous le vent on a :

Vent Est-Ouest (L/B = 1.69), C_p = -0.361 (Interpolé de -0.5 à -0.3)

Vent Nord-Sud (L/B = 0.59), C_p = -0.5

- Pour la toiture :

Vent Est-Ouest (Parallèlement à la crête), L = 43.7m & h = 57.6m

Donc h/L = 1.31808 (supérieur à 1.0).

- Pour une distance du bord qui est au vent :

0 à h/2 on a : C_p = -1.30

Supérieur à h/2 : C_p = -0.70

Vent Nord-Sud (Perpendiculairement à la crête), L = 25.8 & h = 57.6m

Donc h/L = 2.23256 (supérieur à 1.0).

- Pour une distance du bord qui est au vent :

Côté vent de la crête : C_p = -1.30

Côté sous le vent de la crête : C_p = -0.70

La figure suivante montre les différents cas de dimensionnement des charges du vent selon l'ASCE 7-05 :

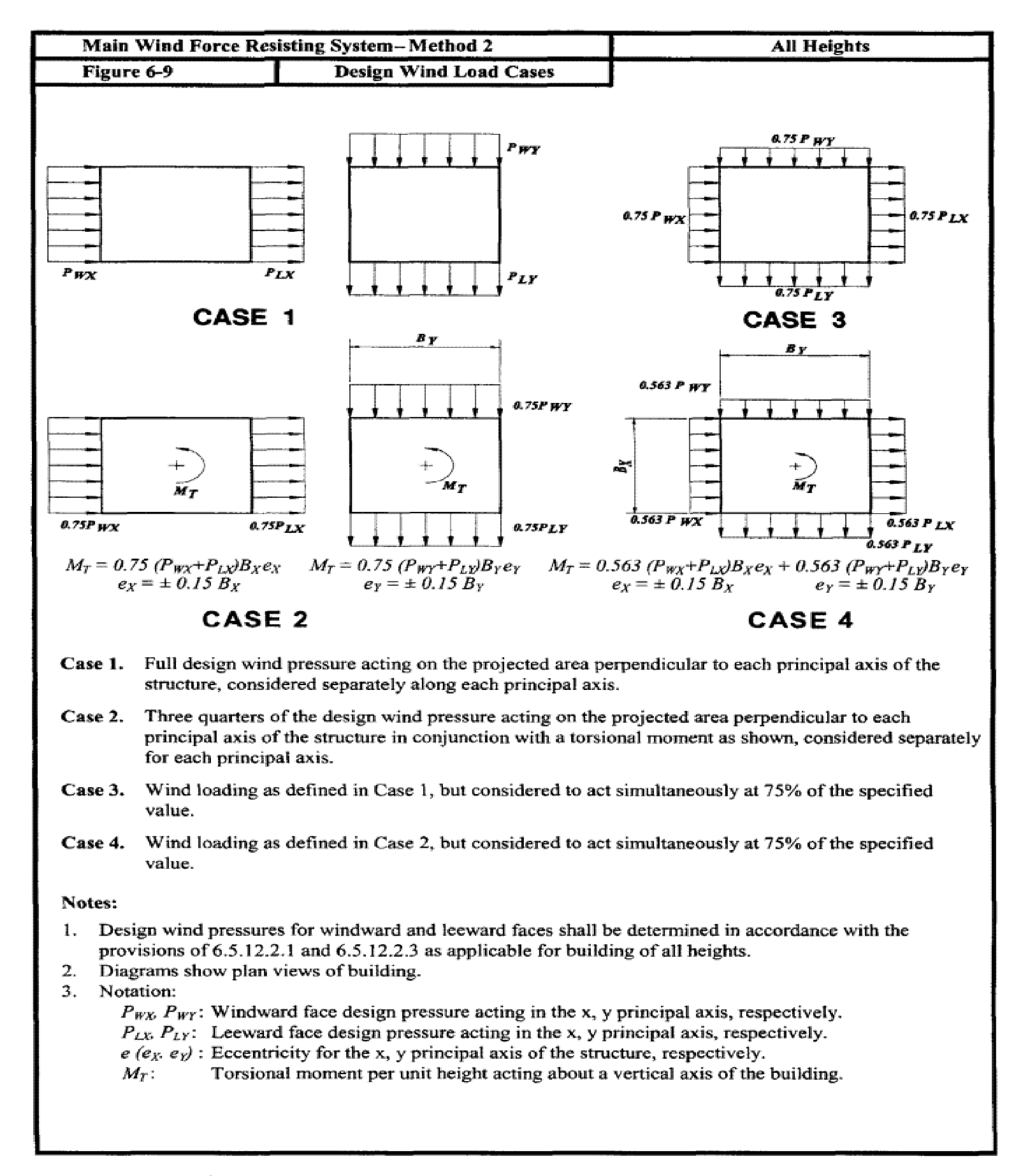


Figure 1-13 : Les cas de charges du vent selon l'ASCE 7-05

- Cas 1 :

La pression nominale du vent de conception agissant sur la surface projetée perpendiculairement à chaque axe principal de la structure, considérée séparément le long de chaque axe principal :

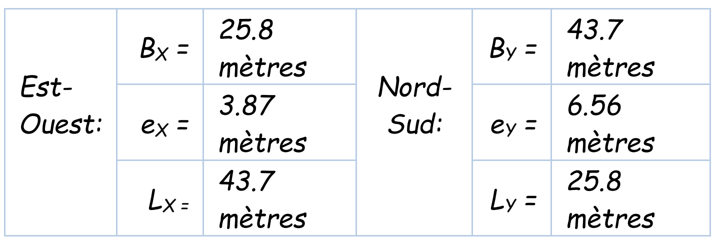
	Est-Ouest			Nord-Sud		
	Au vent (psf)	Sous le vent (psf)	Total (Pa)	Au vent (psf)	Sous le vent (psf)	Total (Pa)
Z	$q_z x GC_p$	$q_h x GC_p$		$q_z x GC_p$	$q_h x GC_p$	
4.572	28.31	-22.05	2411.2499	28.31	-30.53	2817.2745
6.096	30.08	-22.05	2495.998	30.08	-30.53	2902.0226
7.62	31.53	-22.05	2565.4243	31.53	-30.53	2971.4489
9.144	32.76	-22.05	2624.3171	32.76	-30.53	3030.3417
12.192	34.81	-22.05	2722.4716	34.81	-30.53	3128.4962
15.24	36.48	-22.05	2802.4316	36.48	-30.53	3208.4562
18.288	37.91	-22.05	2870.9004	37.91	-30.53	3276.925
21.336	39.16	-22.05	2930.7507	39.16	-30.53	3336.7753
24.384	40.27	-22.05	2983.8978	40.27	-30.53	3389.9224
27.432	41.28	-22.05	3032.2569	41.28	-30.53	3438.2815
30.48	42.21	-22.05	3076.7855	42.21	-30.53	3482.8101
36.576	43.86	-22.05	3155.7879	43.86	-30.53	3561.8125
42.672	45.31	-22.05	3225.2143	45.31	-30.53	3631.2389
54.864	46.6	-22.05	3286.9798	46.6	-30.53	3693.0045
54.864	47.77	-22.05	3342.9998	47.77	-30.53	3749.0244
60.96	48.84	-22.05	3394.2316	48.84	-30.53	3800.2562

Tableau 1.30 : Pression nominale du vent selon le cas 1

- Cas 2 :

Trois quarts de la pression nominale du vent agissant sur la surface projetée perpendiculairement à chaque axe principal de la structure en conjonction avec un moment de torsion comme indiqué, pris en compte séparément pour chaque axe principal :

On a :



Est-Ouest:	B_X =	25.8 mètres	Nord-Sud:	B_Y =	43.7 mètres
	e_X =	3.87 mètres		e_Y =	6.56 mètres
	L_X =	43.7 mètres		L_Y =	25.8 mètres

Tableau 1.31 : Dimensions du bâtiment

Donc :

	Est-Ouest			Nord-Sud		
Z	$M_{T\ (psf)}$	(B_X/L_X) psf	Produit (Pa)	$M_{T\ (psf)}$	(B_X/L_X) psf	Produit (Pa)
4.572	7.554	0.59039	213.5366737	8.826	1.6938	715.7849318
6.096	7.8195	0.59039	221.0418348	9.0915	1.6938	737.3168715
7.62	8.037	0.59039	227.1901306	9.309	1.6938	754.9560311
9.144	8.2215	0.59039	232.4055815	9.4935	1.6938	769.9189044
12.192	8.529	0.59039	241.0979997	9.801	1.6938	794.8570266
15.24	8.7795	0.59039	248.1791404	10.0515	1.6938	815.1724725
18.288	8.994	0.59039	254.2426322	10.266	1.6938	832.5683333
21.336	9.1815	0.59039	259.5428872	10.4535	1.6938	847.7745054
24.384	9.348	0.59039	264.2495136	10.62	1.6938	861.2775862
27.432	9.4995	0.59039	268.5321196	10.7715	1.6938	873.5641732
30.48	9.639	0.59039	272.4755094	10.911	1.6938	884.8775653
36.576	9.8865	0.59039	279.471846	11.1585	1.6938	904.9497124
42.672	10.104	0.59039	285.6201418	11.376	1.6938	922.588872
54.864	10.2975	0.59039	291.090005	11.5695	1.6938	938.2816416
54.864	10.473	0.59039	296.0510436	11.745	1.6938	952.5146186
60.96	10.6335	0.59039	300.5880619	11.9055	1.6938	965.5311019

Tableau 1.32 : Pression nominale du vent selon le cas 2

- Cas 3 :

Charge due au vent telle que définie dans le cas 1, mais considérée comme agissant simultanément à 75% de la valeur spécifiée :

	Est-Ouest (Pa)	Nord-Sud (Pa)
Z	$0.75^*(qhxGCp + q_zxGC_p)$	$0.75^*(qhxGCp + q_zxGC_p)$
4.572	1808.43742	2112.955874
6.096	1871.998465	2176.516919
7.62	1924.068248	2228.586702
9.144	1968.237788	2272.756242
12.192	2041.853688	2346.372141
15.24	2101.823713	2406.342167
18.288	2153.175292	2457.693746
21.336	2198.063036	2502.58149
24.384	2237.923352	2542.441806
27.432	2274.192649	2578.711103
30.48	2307.589131	2612.107584
36.576	2366.840952	2671.359406:
42.672	2418.910735	2723.429189

54.864	2465.234887	2769.75334
54.864	2507.249815	2811.768269
60.96	2545.673724	2850.192177

Tableau 1.33 : 0.75% du Pression nominale du vent définie dans le cas 1

- Cas 4 :

Charge due au vent telle que définie dans le cas 1, mais considérée comme agissant simultanément à 75% de la valeur spécifiée :

	Est-Ouest (Pa)	Nord-Sud (Pa)
Z	MT + 0.5625*(qhxGCp + q_zxGC_p)	MT + 0.5625*(qhxGCp + q_zxGC_p)
4.572	2072.112997	1798.253579
6.096	2141.31572	1853.429524
7.62	2198.007217	1898.630157
9.144	2246.097245	1936.972763
12.192	2326.247292	2000.877106
15.24	2391.540257	2052.935766
18.288	2447.449802	2097.512942
21.336	2496.321782	2136.479004
24.384	2539.720101	2171.080868
27.432	2579.20866	2202.565447
30.48	2615.569413	2231.556198
36.576	2680.080427	2282.991401
42.672	2736.771923	2328.192033
54.864	2787.207807	2368.40501
54.864	2832.95198	2404.877245
60.96	2874.786395	2438.232195

Tableau 1.34 : 0.75% du Pression nominale du vent définie dans le cas 2

La figure suivante explique la démarche à suivre pour trouver les coefficients de la pression externe GC_p pour différentes zones de la construction qui est répartie en 5 zones :

Le coefficient a = 10% de la moindre dimension horizontale = 2.58 m, donc 2a = 5.16m.

A 200ft on a q_h = 71.83 psf.

- Toiture :

L'espacement des pannes = 1.2m

Portée minimale = 6.4m

Espace de contribution minimal A_R = 7.68m²

- Murs :

L'espacement des pannes = 1.2m

Portée minimale = 3.6m

Espace de contribution minimal A_w = 4.320m²

En se basant sur le graph (dessiné en échelle logarithmique) sur la figure ci-dessous on obtient les résultats suivants :

- *Zone 1: GC_P = -1.4 + 0.5 ((log(A_R) - log(10)) / (log(500) - log(10)) = -396.3 kg/m2*

Donc : $q_h \times GC_P$ = -3886 Pa.

- *Zone 2: GC_P = -2.3 + 0.7 ((log(A_R) - log(10)) / (log(500) - log(10)) = -674.0 kg/m2*

Donc : $q_h \times GC_P$ = -6610 Pa.

- *Zone 3: GC_P = -3.2 + 0.9 ((log(A_R) - log(10)) / (log(500) - log(10)) = -951.8 kg/m2*

Donc : $q_h \times GC_P$ = -9334 Pa

- *-Zone 4: GC_P = -0.9 + 0.2 ((log(A_W) - log(20)) / (log(500) - log(20)) = -297.2 kg/m2*

Donc : $q_h \times GC_P$ = -2915 Pa.

- *-Zone 5: GC_P = -1.8 + 0.8 ((log(A_W) - log(20)) / (log(500) - log(20)) = -557.7 kg/m2*

Donc : $q_h \times GC_P$ = -5469 Pa.

- *+Zone 4&5: GC_P = +0.9 - 0.3 ((log(A_W) - log(20)) / (log(500) - log(20)) = 288.0 kg/m2*

Donc : $q_h \times GC_P$ = 2825 Pa.

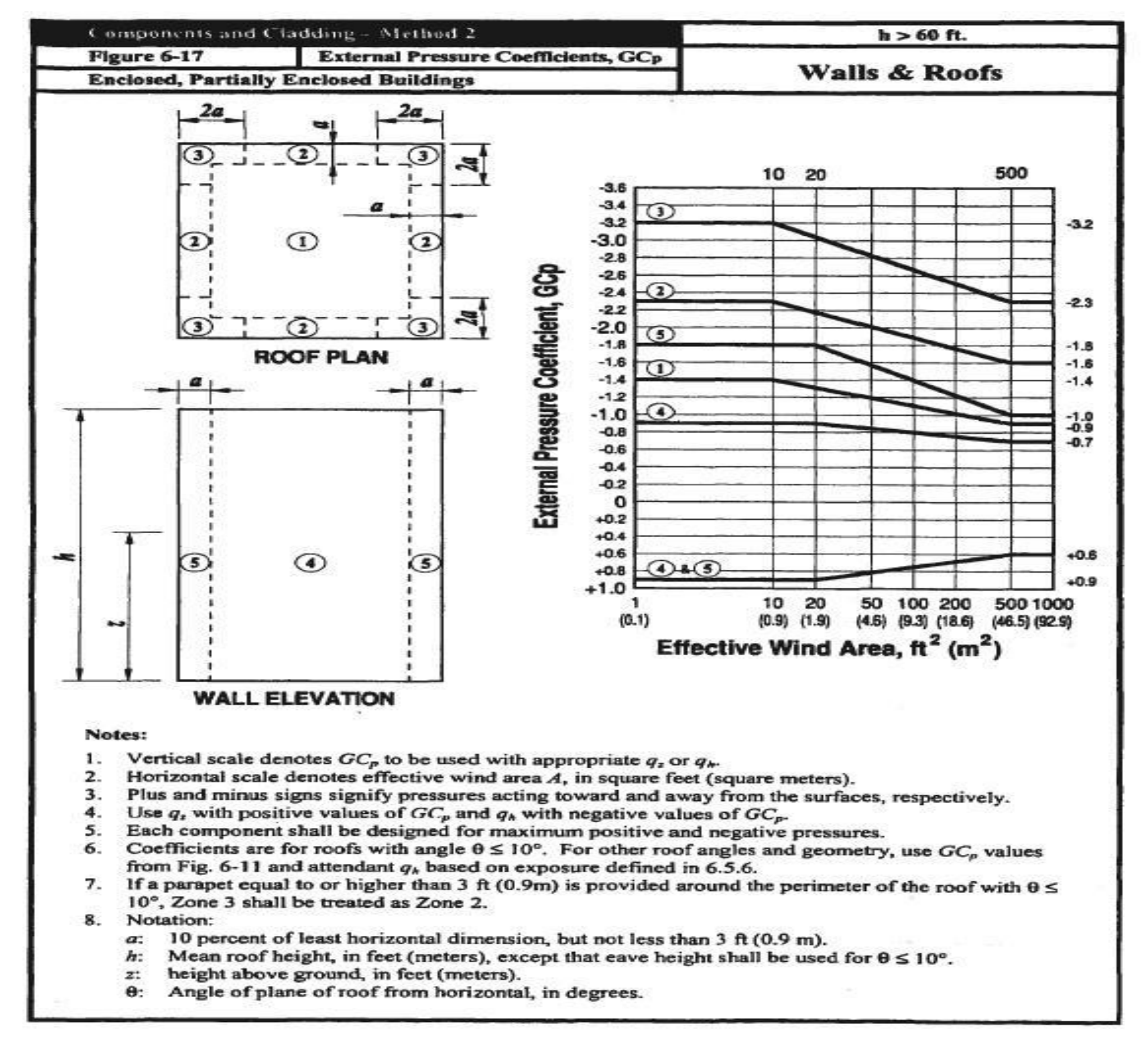


Figure 1-14 : Calcul du coefficient de pression externe GC_p

Résultats du calcul :

Ligne de colonne:	*Portée*		*Longueur de Contribution*
1	*-*	*6.6 m*	*3.30 m*
2	*6.6 m*	*11.6 m*	*9.10 m*
2-LR	*-*	*11.6 m*	*5.80 m*
3	*11.6 m*	*6.4 m*	*9.00 m*
3-LR	*11.6 m*	*-*	*5.80 m*
3-HR	*-*	*6.4 m*	*3.20 m*
4	*6.4 m*	*11.5 m*	*8.95 m*
4-HR	*-*	*11.5 m*	*5.75 m*
5	*11.5 m*	*7.5 m*	*9.50 m*
6	*7.5 m*	*7.6 m*	*7.55 m*
6-LR	*-*	*7.6 m*	*3.80 m*
6-LR	*7.5 m*	*-*	*3.75 m*

7	*7.6 m*	*8.9 m*	*8.25 m*
8	*8.9 m*	*8.0 m*	*8.45 m*
8-HR	*8.9 m*	*-*	*4.45 m*
9 (& 8-LR)	*8.0 m*	*-*	*4.00 m*
B	*-*	*7.5 m*	*3.75 m*
C	*7.5 m*	*7.5 m*	*7.50 m*
D	*7.5 m*	*9.0 m*	*8.25 m*
E	*9.0 m*	*-*	*4.50 m*

Tableau 1.35 : Longueur de contribution des éléments de la structure

Pression interne (Partie au vent) kN/m		*Pression interne (Partie sous le vent) kN/m*		*Minimum kN/m*	
Positive	*Négative*	*Positive*	*Négative*	*Positive*	*Négative*
-14.58357515	*-10.49790429*	*-8.79554143*	*-4.709870572*	*-3.779245544*	*0.306425314*
-40.21531328	*-28.94876637*	*-24.25437182*	*-12.98782491*	*-10.42155589*	*0.844991018*
-25.63173814	*-18.45086208*	*-15.45883039*	*-8.277954339*	*-6.642310349*	*0.538565704*
-39.77338676	*-28.63064806*	*-23.98784026*	*-12.84510156*	*-10.3070333*	*0.835705403*
-25.63173814	*-18.45086208*	*-15.45883039*	*-8.277954339*	*-6.642310349*	*0.538565704*
-14.14164863	*-10.17978598*	*-8.529009872*	*-4.567147222*	*-3.664722951*	*0.297139699*
-39.5524235	*-28.4715889*	*-23.85457449*	*-12.77373989*	*-10.249772*	*0.831062595*
-25.41077488	*-18.29180293*	*-15.32556461*	*-8.206592664*	*-6.585049053*	*0.533922896*
-41.98301936	*-30.22123962*	*-25.32049806*	*-13.55871831*	*-10.87964626*	*0.882133481*
-33.36545223	*-24.01793254*	*-20.12313267*	*-10.77561298*	*-8.646455713*	*0.701063977*
-16.79320774	*-12.08849585*	*-10.12819922*	*-5.423487326*	*-4.351858505*	*0.352853392*
-16.57224448	*-11.92943669*	*-9.994933444*	*-5.35212565*	*-4.294597209*	*0.348210584*
-36.45893786	*-26.24476072*	*-21.98885358*	*-11.77467643*	*-9.448113859*	*0.766063286*
-37.3427909	*-26.88099734*	*-22.52191669*	*-12.06012313*	*-9.677159044*	*0.784634517*
-19.66573012	*-14.15626487*	*-11.86065435*	*-6.351189105*	*-5.096255354*	*0.413209894*
-17.67706078	*-12.72473247*	*-10.66126234*	*-5.708934027*	*-4.580903689*	*0.371424623*
-16.57224448	*-11.92943669*	*-9.994933444*	*-5.35212565*	*-4.294597209*	*0.348210584*
-33.14448897	*-23.85887338*	*-19.98986689*	*-10.7042513*	*-8.589194417*	*0.696421169*
-36.45893786	*-26.24476072*	*-21.98885358*	*-11.77467643*	*-9.448113859*	*0.766063286*
-19.88669338	*-14.31532403*	*-11.99392013*	*-6.422550781*	*-5.15351665*	*0.417852701*

Tableau 1.36 : La répartition des charges sur la terrasse

Elévation	Au vent	Sous le vent (N-S)	Parois
57.6	7.951970695	-2.274990901	-3.853556016
52.2	15.45116512	-4.474148772	-7.578660164
46.98	13.40278559	-3.943317561	-6.679497094
42.84	13.18837225	-3.943317561	-6.679497094
37.62	14.68531793	-4.474148772	-7.578660164
32.22	12.20544361	-3.791651501	-6.42259336
28.62	9.735923936	-3.109154231	-5.266526555
24.84	9.977531442	-3.260820291	-5.523430289
20.88	11.05065816	-3.715818471	-6.294141492
16.02	11.74505616	-4.094983622	-6.936400828
11.16	10.94474587	-4.019150592	-6.807948961
6.48	7.897314668	-3.109154231	-5.266526555
3.78	6.456780954	-2.729989081	-4.624267219
0	3.732067287	-1.592493631	-2.697489211

Tableau 1.37 : Répartition finale de la pression du vent sur les murs (kN/m)

Elévation	Au vent	Sous le vent (E-W)	Parois
57.6	4.609126923	-4.522628644	-7.196399788
52.2	8.876905705	-8.894503	-14.15291958
46.98	7.608523052	-7.839222983	-12.47375963
42.84	7.394109706	-7.839222983	-12.47375963
37.62	8.111058508	-8.894503	-14.15291958
32.22	6.634037318	-7.537714407	-11.99399965
28.62	5.16737078	-6.180925814	-9.835079711
24.84	5.186122035	-6.48243439	-10.3148397
20.88	5.590679996	-7.386960119	-11.75411965
16.02	5.727937369	-8.14073156	-12.95351962
11.16	5.039055205	-7.989977271	-12.71363963
6.48	3.328761511	-6.180925814	-9.835079711
3.78	2.445368427	-5.427154373	-8.635679746
0	1.392076646	-3.165840051	-5.037479852

Tableau 1.38 : Répartition finale de la pression du vent sur les murs (kN/m)

Chapitre 2

Conception de la structure

- Conception verticale.
- Conception horizontale.

2.Conception de la structure

2.1 Conception verticale

Le contreventement peut être défini comme le système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions appliquées. Un contreventement peut être conçu de trois manières différentes :

2.1.1 Contreventement par Voiles

Les voiles constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux. Ils assurent ainsi, dans des conditions économiques, à la fois la transmission des charges de pesanteur et le contreventement dans les directions transversale et longitudinale des bâtiments. Ils peuvent être isolés ou couplés, ces derniers doivent être reliés entre eux par des linteaux régulièrement espacés et adéquatement renforcés.

2.1.2 Contreventement par portiques

Il s'agit d'une ossature composée de poteaux et poutres à nœuds rigides ou d'une charpente contreventée, capable de résister aussi bien aux charges verticales qu'aux charges horizontales. Cependant, le RPS2000V2011 indique la nécessité de suivre des dispositions constructives particulières pour assurer la ductilité nécessaire et la sécurité des bâtiments. En effet, dans le cas d'un séisme fort, la naissance des premières rotules plastiques doit avoir lieu dans les poutres, ainsi la mise en place d'armatures transversales, non nécessaire pour la résistance des poteaux, s'avère nécessaire. Ce qui conduit en général à des sections de béton et d'armatures plus importantes.

2.1.3 Contreventement Mixte

C'est le système structural composé de portiques et de voiles dont La résistance aux efforts sismiques est assurée par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités respectives.

2.1.4 Conclusion

Notre structure sera contreventée par un système portique vu l'existence de plusieurs « pipes » qui servent à transmettre des matières à l'intérieur et aussi pour sortir d'autres matières de la structure, chose qui ne sera pas possible pour le cas d'un contreventement par voiles.

2.2 Conception horizontale

Un plancher est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à satisfaire les principales fonctions suivantes :

- Plateforme porteuse pour l'étage considérer.
- Toit ou couverture pour l'étage sous-jacent.
- Elément de stabilité.

Ainsi se dégagent les principales exigences à remplir pour tout type de plancher :

- Résistance aux charges verticales (permanentes et surcharges d'exploitations).
- Transmettre les charges verticales aux porteurs horizontaux (poutres) qui seront chargées dans un second temps de les transmettre aux porteurs verticaux (poteaux, colonnes, voiles et noyaux) lesquels les feront descendre au sol via les fondations.
- Elément assurant la transition des efforts horizontaux (poussées des terres, vent, séisme) vers les éléments de contreventement.
- Permettre le passage de tout type de pipes utilisées dans le processus industriel.

2.2.1 Contraintes architecturales (exigences des mécaniciens et des ingénieurs du « piping »)

Dans un premier temps il s'agit d'adapter la conception à l'architecture technique retenue, tout en répondant aux exigences de stabilité et de résistance, et aux contraintes architecturales de viabilité de sécurité. La conception a été ainsi réalisée en collaboration avec le département mécanique et le département piping.

Les conditions architecturales prises en considération se résument aux suivantes :

- Nécessité d'espaces dégagés pour faire poser les équipements.

- Existence des ouvertures partout dans les dalles pour assurer le transport des matériaux.

Conception proposée : DALLES PLEINES

2.2.2 Fondations

En général les systèmes de fondations possibles sont :

- Fondations superficielles : Semelles, radier.
- Fondations profondes : Pieux.

2.2.2.1 Semelles

Les semelles sont employées dans le cas où les charges transmises au sol sont relativement faibles. Cependant, la tour est composée de 12 étages, un RDC et deux sous-sols, le poids transmis vers les fondations est donc important, de l'ordre de 1000 t, ainsi l'emploi des

semelles (isolées ou filantes) pour appuyer notre structure va engendrer des dimensions importantes des semelles.

2.2.2.2 Radier

Un radier est un système de fondation servant à répartir les charges avant de les transmettre au sol. L'étude du radier doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction.

2.2.2.3 Conclusion partielle

Dans le chapitre suivant je vais traiter la variante : Les semelles isolées.

2.2.3 Dalles pleines en B.A

La structure est destinée à un objectif purement industriel, donc il sera plus convenable d'adopter les dalles pleines comme type de plancher.

Une dalle pleine en béton armé est un élément porteur à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux). Les dalles pleines sur appuis continus peuvent porter dans deux directions ou bien dans une seule. Ce type de dalle est le plus utilisé, on peut en distinguer les avantages et les inconvénients de la manière :

Avantage	Inconvénient
- Facilité d'exécution - Cout compétitif	- Nécessité des poutres porteuses - Des grandes retombées de dalle et de poutre - Une faible adaptation géométrique

Tableau 2.1 : Avantages et inconvénients des dalles pleines

2.2.4 Poutres de transfert

Les poutres de transfert transfèrent les charges lourdes et concentrées par cisaillement. Afin d'éviter un affaissement progressif, le faisceau de transfert doit être coulé de manière monolithique et continue tout en couvrant plusieurs supports. Le système structurel doit également fournir un chemin de charge alternatif pour la redondance du chemin de charge. De plus, pour les faisceaux de transfert, les commandes de déviation. Si le faisceau de transfert dévie, tous les étages situés au-dessus du faisceau de transfert se dévieront avec lui.

La conception de la poutre de transfert est différente de celle d'une conception de la poutre principale ou secondaire en béton armé. En effet, les poutres de transfert ont une distribution non linéaire des contraintes provoquée par des charges ponctuelles concentrées importantes provenant des charges de colonne des étages ci-dessus. Cela induira une zone de discontinuité due aux charges concentrées. La théorie élastique linéaire pour la conception de poutre standard ne peut pas être utilisée.

Pour la conception de la poutre de transfert, on peut utiliser la méthode de la poutre profonde ou la méthode du modèle de bielle-et-tirant, en fonction des hypothèses de conception, cette dernière est utilisée pour la distribution non linéaire des contraintes et le comportement des membres complexes à l'aide de modèles de treillis simplifiés.

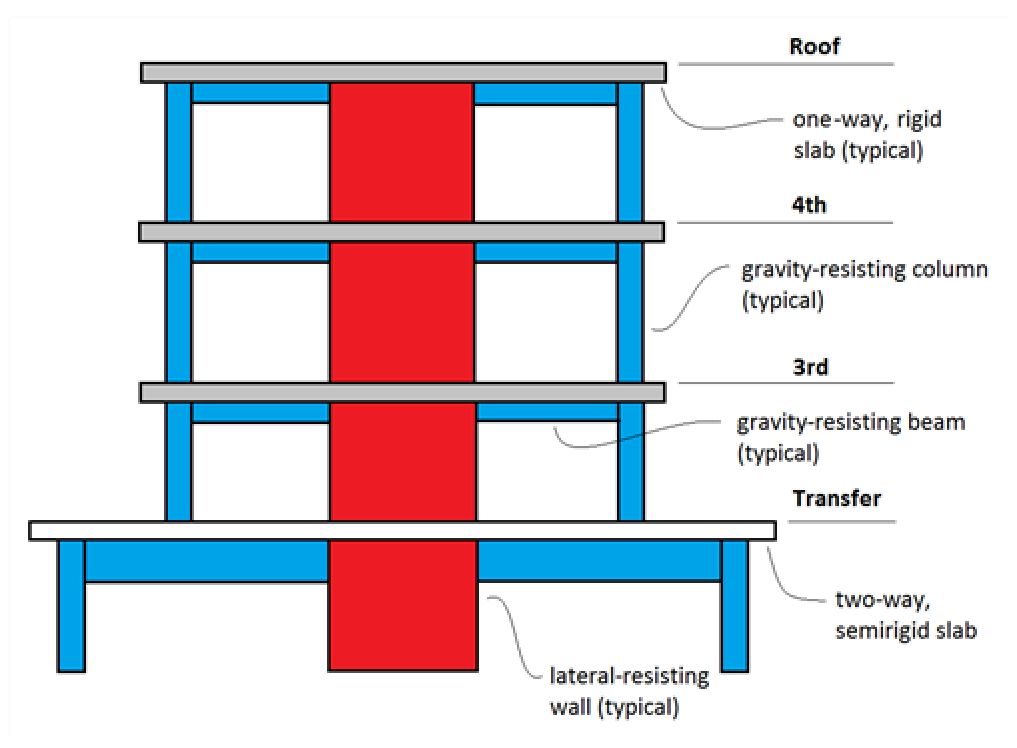


Figure 2-1 : Dessin simplifié d'un cas d'utilisation de poutre de transfert

Dans notre projet la poutre de transfert se trouve entre A-5 et C-5 (voir les plans du bâtiment dans l'annexe 1) à l'élévation EL 16.020. Cette poutre supporte les charges transmises par un poteau de dimensions 100cm×100cm. On a pris 120cm×200cm comme dimensions initiales de la poutre qu'on a vérifié après le calcul.

Chapitre 3

Prédimensionnement et dimensionnement des éléments structuraux

- Prédimensionnement des éléments de la structure
- Dimensionnement des éléments de la structure
- Aspect de calcul sur STAAD PRO et Robot Structural Analysis

3.Prédimensionnement et dimensionnement des éléments structuraux

3.1 Prédimensionnement des éléments de la structure

3.1.1 Prédimensionnement des dalles pleines

Une dalle pleine en béton armé est un élément porteur à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux). Les dalles pleines sur appuis continus peuvent porter dans deux directions ou bien dans une seule.

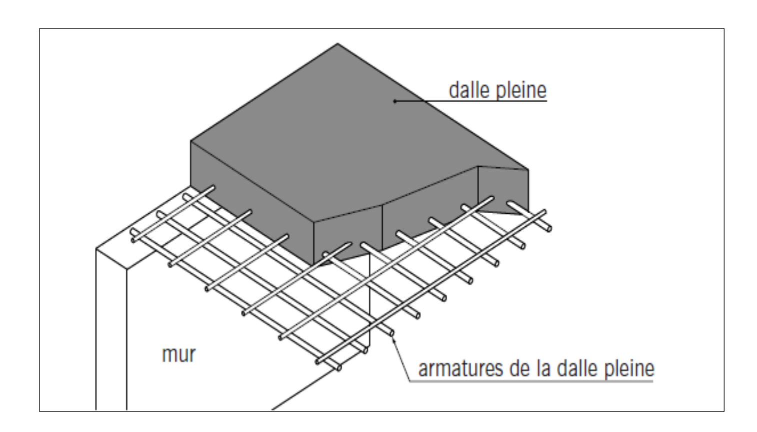


Figure 3-1 : Composants de la dalle pleine

Les portées l_x et l_y (où l_x est la plus petite portée) d'un panneau de la dalle sont mesurées entre nus d'appui :

- Si $0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} = \alpha \leq 1$: la dalle est considérée comme portant dans les deux directions.
- Si $\alpha \leq 0.4$: la dalle est considérée comme portant dans le sens de la plus petite portée.

La dalle pleine en béton armé a une épaisseur comprise entre 16 cm et 25 cm. Cette dalle est armée afin d'augmenter la résistance mécanique de la structure. Ce type de dalle facilite l'incorporation des câbles et canalisations tout en offrant une bonne isolation phonique. En revanche, elle nécessite la mise en place de coffrages parfois conséquents. La dalle pleine peut être réalisée dans son intégralité sur place ou en partie, auquel cas seul le coulage du béton est effectué sur place.

3.1.1.1 Résistance au feu

On a selon les règles FB :

Durée de résistance au feu	1 /2 h	1h	1h30min	2h	3h	4h
Epaisseur minimale (cm)	6	7	9	11	15	17.5

Tableau 3.1 : Epaisseurs minimales de la dalle en fonction de la durée de résistance au feu

- Flexion :

On a pour des dalles reposant sur deux côtés donc l'épaisseur e à prendre :

$$e = L/_{30}$$

Avec :

- L : portée du plancher.
- e : épaisseur de la dalle du béton.

On a pour des dalles reposant sur 4 côtés donc l'épaisseur e à prendre :

$$e = {(L + l)}/_{40}$$

Avec :

- L : grande portée du plancher.
- l : petite portée du plancher.
- e : épaisseur de la dalle du béton.

On conserve une épaisseur minimale de résistance au feu e=15 cm.

Les épaisseurs calculées en pré-dimensionnement :

N° de dalle	***Lx***	***Ly***	***α***	***h0*** ≥ à	***Hauteur de la dalle adoptée***
1	7.6	9	0.77586	0.19	***20***
2	6.4	9	0.71111	0.16	
3	9	11.5	0.78261	0.20	
4	7.5	9	0.83333	0.1875	
5	7.6	9	0.84444	0.19	
6	8.9	9	0.98889	0.20	
7	8	9	0.88889	0.2	
8	6.6	7.5	0.88	0.165	
9	7.5	11.6	0.64655	0.1875	
10	6.4	7.5	0.85333	0.16	
11	7.5	11.5	0.65217	0.1875	***20***
12	7.5	7.5	1	0.1875	
13	7.5	7.6	0.98684	0.1875	
14	7.5	8.9	0.8427	0.1875	
15	7.5	8	0.9375	0.1875	

16	7.5	19	0.39474	0.1875	
17	7.5	7.6	0.98684	0.1875	
18	7.5	8.9	0.8427	0.1875	
19	7.5	8	0.9375	0.1875	
20	3.9	19	0.20526	0.156	

Tableau 3.2 : Epaisseurs calculées pours les dalles plaines, prédimensionnement

3.1.2 Prédimensionnement des poutres

Une poutre peut se définit comme un élément porteur horizontal et linéaire faisant partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment ou d'un tablier de pont. Une poutre reçoit des actions mécaniques, et les transmet sur des appuis. Plus généralement, au sens de la résistance des matériaux, une poutre est un élément de forme élancée, de section constante.

Les relations utilisées pour prévoir les dimensions de chaque élément sont indiquées dans la première ligne du tableau.

Dans le tableau suivant j'ai résumé le prédimensionnement des poutres du premier étage :

N° de la poutre	*Longueur l*	*l/16*	*Choix de h (cm)*	*h Adopté*	*b Adopté*
1 h	11.6	0.725	100		
2 h	6.4	0.4	50		
3 h	11.5	0.71875	100		
4 h	7.5	0.46875	50	100	50
5 h	7.6	0.475	50		
6 h	8.9	0.55625	60		
7 h	8	0.5	60		
8 h	6.8	0.425	50		
9 h	11.6	0.725	100		
10 h	6.4	0.4	50		
11 h	11.5	0.71875	100	100	50
12 h	7.5	0.46875	50		
13 h	7.6	0.475	50		
14 h	8.9	0.55625	60		
15 h	8	0.5	60		
16 h	6.8	0.425	50		
17 h	11.6	0.725	100		
18 h	6.4	0.4	50	100	45
19 h	11.5	0.71875	100		
20 h	7.5	0.46875	50		
21 h	7.6	0.475	50		
22 h	8.9	0.55625	60	100	45
23 h	8	0.5	60		
24 h	19	1.1875	120	120	60

25 h	7.6	0.475	50		
26 h	8.9	0.55625	60		
27 h	8	0.5	60		
28 h	11.5	0.71875	100		
29 h	7.5	0.46875	50		
1 v	7.5	0.46875	50	120	60
2 v	7.5	0.46875	50	140	70
3 v	9	0.5625	60		
4 v	7.5	0.46875	50	140	70
5 v	9	0.5625	60		
6 v	3.9	0.24375	25	120	60
7 v	7.5	0.46875	50		
8 v	7.5	0.46875	50		
9 v	9	0.5625	60		
10 v	11.4	0.7125	100	100	50
11 v	7.5	0.46875	50		
12 v	9	0.5625	60		
13 v	3.9	0.24375	25	120	60
14 v	7.5	0.46875	50		
15 v	7.5	0.46875	50		
16 v	9	0.5625	60		
17 v	7.5	0.46875	50	120	60
18 v	7.5	0.46875	50		
19 v	9	0.5625	60		
20 v	7.5	0.46875	50	100	50
21 v	7.5	0.46875	50		
22 v	9	0.5625	60		
23 v	7.5	0.46875	50	100	50
24 v	7.5	0.46875	50		
25 v	9	0.5625	60		

Tableau 3.3 : Prédimensionnement des poutres du premier étage

3.2 Dimensionnement des éléments de la structure

3.2.1 Introduction

Dans le présent document j'ai fait un dimensionnement manuel de chaque type d'élément structurel, le logiciel de calcul s'occupe du reste tant que l'objectif est de savoir la procédure du calcul et non pas forcément faire le même calcul pour tous les éléments de la structure.

3.2.2 Dimensionnement des dalles pleines

3.2.2.1 Calcul du moment fléchissant

- Méthode du calcul des moments :

Dans le cas de charges uniformément réparties les valeurs du moment sont calculées en fonction de la valeur de :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

- $M_{0x} = \mu_x.p.l_x^2$ Dans le sens parallèle à l_x.
- $M_{0y} = \mu_y.M_{0x}$ Dans le sens parallèle à l_y.

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données par le BAEL 91 comme suit :

$$\mu_x = \frac{1}{8.(1+2,4.\alpha^3)} \quad \text{Et} \quad \mu_y = \alpha^3.(1,9 - 0,9\alpha)$$

Puisque les dalles en béton armé ne sont pas articulées dans la pratique, on calcul les moments réels sur les appuis et en travée de la dalle à partir des valeurs de M_{0x} *et* M_{0y} comme suit :

- Les moments en travée peuvent être réduits de 25% au maximum par rapport aux moments de la dalle articulée, selon les conditions de continuité aux appuis.
- Les moments d'encastrement sur les grands cotés sont évalués à au moins 30% du moment de la dalle articulée M0x.
- Les moments d'encastrement sur les petits côtés prennent des valeurs du même ordre que sur les grands côtés, dans la portée principale lx doit respecter :

$$M_{tx} + \frac{M_{wx}+M_{ex}}{2} > 1.25 \quad \text{Et} \quad M_{tx} \leq M_{0x}$$

On va appliquer ces règles manuellement à une partie de la dalle et on va laisser le reste pour le logiciel du calcul. Prenons l'exemple suivant :

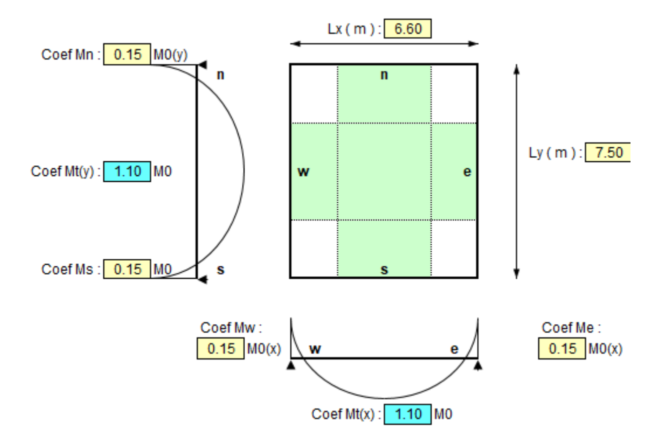


Figure : Partie de la dalle pleine

On a :

$$l_x = 6.60\text{m Et } l_y = 7.50\text{m}$$

Alors : α = 0,88 et μ_x =0.0474 et μ_y = 0.7551

Avec : G' = 4.713 kN/m² et donc G = 9.71 kNm² (G = épaisseur dalle x 25 KN / m3) + G')

3.2.2.2 Calcul des moments agissants

- Effort ultime repris par le plancher :

On a : Q = 5.985 kN/m²

Donc : P_u = 22.09 kN/m²

3.2.2.3 Calcul des moments isostatiques

- Selon le sens de lx :

M0(x) = 45.64 kN/m

- Selon le sens de ly :

M0(y) = 34.46 kN/m

3.2.2.4 Calcul des moments sur appuis :

M_W (kN.m)	M_n (kN.m)	M_e (kN.m)	M_s (kN.m)
6.85	5.17	6.85	5.17

Tableau 3.4 : Tableau des moments sur les appuis

3.2.2.5 Calcul des moments en travées :

M_t (x) kN.m	M_t (y) kN.m
50.20	37.91

Tableau 3.5 : Tableau des moments en travées

3.2.2.6 Calcul des sections d'armatures

Les calculs s'effectuent comme pour une section rectangulaire, la largeur (b) sera alors égale à 1m.

- Ferraillage dans le sens (L_x) :

Le ferraillage par mètre carré dans la travée étant égale à : A_x (trav) = 7.27 cm²/m²

Le ferraillage par mètre carré sur l'appui w étant égale à : A_x (w) = 0.93 cm²/m²

Le ferraillage par mètre carré sur l'appui e étant égale à : A_x (e) = 0.93 cm²/m²

- Ferraillage dans le sens (L_y) :

Le ferraillage par mètre carré dans la travée étant égale à : A_y (trav) = 5.39 cm²/m²

Le ferraillage par mètre carré sur l'appui n étant égale à : A_y (n) = 0.70 cm²/m²

Le ferraillage par mètre carré sur l'appui s étant égale à : A_y (s) = 0.70 cm²/m²

- Ferraillage minimale dans la travée L_y :

On utilise l'acier Fe500, donc le ferraillage minimal dans la travée L_y égale à 6 fois l'épaisseur de la dalle : $\rho_0(y)$ = 1.20 cm²/m²

- Vérification :

  Il faut que $\rho_0(y)$ soit inférieure à A_y (trav). Vérifiée.

- Ferraillage minimale dans la travée L_x :

On a : $\rho_0(x) = \rho_0(y) \times (3 - \alpha)/2$ =1.27 cm²/m²

- Vérification :

Il faut que $\rho_0(x)$ soit inférieure à A_x (trav). Vérifiée.

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

L'effort tranchant maximal étant égale à : V_u (max) = 50.66 kN

- La contrainte tangente de travail égale à : τ_u =0.298 MPa
- La contrainte de travail admissible égale à : τ_{uadm} =1.167 MPa

Donc le cisaillement est vérifié.

Le plan de ferraillage existe dans l'annexe 6.

3.2.3 Dimensionnement des semelles isolées

Une semelle isolée est une partie discontinue des fondations qui n'est pas (forcément) reliée à l'ensemble des fondations. C'est pour cette raison qu'elle est qualifiée d'isolée, par opposition au radier et à la semelle filante qui sont continus dans toute la tranchée périmétrique des fondations nécessaires à l'édification d'une construction. La semelle isolée est donc une partie ponctuelle d'un élément de la structure comme un pilier ou un poteau isolé dont la base doit reposer au sol sur un socle de fondations. En raison de cet usage à recevoir des charges de construction ponctuelles (poteau, pilier…), la semelle isolée est également appelée « semelle ponctuelle » afin de lever l'ambiguïté quant à une éventuelle isolation thermique, phonique, etc.

La charge de la construction (pilier, poteau…) ne doit pas forcément être parfaitement centrée sur une semelle isolée, l'important est que la semelle ponctuelle soit de dimensions suffisantes pour accueillir cette base. Sa forme peut être carrée ou rectangulaire, mais **sa surface doit être supérieure à celle de la base de l'élément de structure à supporter** (empattement).

À savoir : la semelle isolée peut pourtant s'étendre sur des distances plus importantes que celle de la base d'un poteau, c'est le cas pour des semelles isolées devant recevoir

des longrines (éléments horizontaux). Selon l'écartement entre les poteaux ou les longrines servant de base au sol de la construction, les semelles isolées peuvent être intégrées ou non dans une semelle filante continue.

Données générales :

Charges permanentes	Charges d'exploitation
1844.12	275.16
Type d'acier	Résistance béton
FeE500	C30
σ (contrainte admissible du sol) (MPa)	
0.5	

Tableau 3.6 : Résumé des données générales

Il est important ainsi de signaler que la fissuration est préjudiciable et que la majorité des charges seront appliquées avant 90 jours.

Effort de compression :

$$N_u = 1.15\ (1.35\ G + 1.5\ Q)$$

Effort de compression N_u (MN)
3.3376473

$$N_{Ser} = 1.15\ (G + Q)$$

Effort de compression N_{ser} (MN)
2.437172

3.2.3.1 Calcul des dimensions de la semelle

On a :

$$A = \sqrt{\frac{N_{ser} \times a}{\sigma_{sol} \times b}}$$

Où : a et b sont les dimensions du poteau sur la semelle :

a (m)	b (m)
1	1

La semelle a une section carrée donc :

Calcul des dimensions de la semelle		Choix
A	2.207791657	2.5
B	2.207791657	2.5

Calcul de la hauteur utile d :

On a :

$$d > \frac{A-a}{4}$$

Donc :

		Choix
d(a) la hauteur utile >	0.375	0.38
d(b) la hauteur utile >	0.375	0.38

On prend alors :

d = 38cm et h = 43cm

- Calcul de la contrainte appliquée au sol :

On a :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser} + p_{semelle}}{surface}$$

$$p_{semelle} = 0.43 \times 2.5 \times 2.5 \times 0.25 = 0.671875\ MN$$

Donc :

$$\sigma_{sol} = 0.48\ MPa < \sigma_{admissible\ du\ sol}$$

3.2.3.2 Calcul des sections d'acier

- ELU :
  - Nappe inférieure :
    $A_{//B} = N_u\ (B\text{-}b) / (8 \times d \times f_{su}) = 37.878\ cm^2$
  - Nappe supérieure :
    $A_{//A} = A_{//B} = N_u\ (B\text{-}b) / (8 \times d \times f_{su}) = 37.878\ cm^2$

- ELS :
  On a:

$$\sigma_{st} = \inf\left(\frac{2}{3}fe;\ 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 215.55\ MPa$$

  Donc:
  - Nappe inférieure :

$A_{//B}$ = N_u (B-b) / (8×d×σ_{st}) = 55.789 cm²

- Nappe supérieure :

  $A_{//A}$ = $A_{//B}$ = N_u (B-b) / (8×d×σ_{st}) = 55.789 cm²

Le détail du ferraillage existe sur l'annexe 7.

3.2.3.3 Vérification de NAVIER:

La vérification de Navier sera utilisée dans notre cas pour la raison de l'existence d'un moment, chose qui va changer le diagramme des contraintes à la base de la semelle :

$$q_{réf} \leq q_{sol\ admissible}$$

On a:

$$q_{réf} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

Avec :

$$\sigma_{max} = \frac{N + 6 \times M}{S}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N - 6 \times M}{S}$$

Le tableau suivant montre les vérifications de Navier vis-à-vis des différentes combinaisons de charges :

Combinaison	N	M	σ_{max}	σ_{min}	$q_{réf}$	Vérification
ELA1	2837.81	-122.39	407.05184	501.04736	430.55072	Vérifié
ELA2	2718.69	-122.27	388.03872	481.94208	411.51456	Vérifié
ELA3	2673.76	-110.8	385.2544	470.3488	406.528	Vérifié
ELA4	2554.63	-110.69	366.23584	451.24576	387.48832	Vérifié
ELA5	2625.03	-57.28	398.00928	442.00032	409.00704	Vérifié
ELA6	2505.9	-57.16	378.99456	422.89344	389.96928	Vérifié
ELA7	2278.59	10.1	368.4528	360.696	366.5136	Vérifié
ELA8	2159.46	10.22	349.43808	341.58912	347.47584	Vérifié
ELA9	2572.62	-43.91	394.75776	428.48064	403.18848	Vérifié
ELA10	2408.56	-32.33	372.95488	397.78432	379.16224	Vérifié
ELA11	2226.18	23.48	365.20512	347.17248	360.69696	Vérifié
ELA12	2062.12	35.06	343.40224	316.47616	336.67072	Vérifié

ELU1	2489.55	-4.52	396.59232	400.06368	397.46016	Vérifié
ELU2	2902.29	-4.57	462.61152	466.12128	463.48896	Vérifié
ELU3	2901.62	-5.84	462.01664	466.50176	463.13792	Vérifié
ELU4	3156.84	-23.37	496.12032	514.06848	480.14698	Vérifié
ELU5	2505.71	-11.66	396.43616	405.39104	398.67488	Vérifié
ELU6	3138.98	-66.03	476.88128	527.59232	489.55904	Vérifié
ELU7	2490.29	52.18	418.48352	378.40928	408.46496	Vérifié
ELU9	3189.45	-17.35	503.6496	516.9744	496.14433	Vérifié
ELU10	2540.75	-5.61	404.36576	408.67424	405.44288	Vérifié
ELU11	3171.43	-60.01	484.38496	530.47264	495.90688	Vérifié
ELU12	2525.89	58.2	426.4912	381.7936	415.3168	Vérifié
ELU13	3156.18	-24.64	495.52704	514.45056	498.58392	Vérifié
ELU14	2505.04	-12.93	395.84128	405.77152	398.32384	Vérifié
ELU15	3138.31	-67.3	476.2864	527.9728	489.208	Vérifié
ELU16	2489.63	50.91	417.89024	378.79136	408.11552	Vérifié
ELU18	3188.79	-18.62	503.05632	517.35648	496.14433	Vérifié
ELU19	2540.08	-6.87	403.77472	409.05088	405.09376	Vérifié
ELU20	3170.76	-61.28	483.79008	530.85312	495.55584	Vérifié
ELU21	2525.22	56.94	425.90016	382.17024	414.96768	Vérifié

Tableau 3.7 : Vérification de Navier

3.2.4 Comparaisons des résultats données par STAAD Pro et Robot Structural Analysis

On a modélisé la structure sur deux logiciels différents : STAAD PRO et ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, les charges utilisées pour STAAD PRO, à savoir les charges parasismiques et les charges du vent, sont calculées avec le code américain ASCE 7-05 ainsi qu'on a utilisé des combinaisons de charges prises de ce dernier, d'autre part pour ROBOT on a fait le calcul selon le BAEL 91.

STAAD Pro est un logiciel de conception pour l'analyse structurelle qui comprend une interface utilisateur ultramoderne, des outils de visualisation et des codes de conception internationaux. Il est utilisé pour la génération de modèles 3D, l'analyse et la conception multi-matériaux.

Pour faire une comparaison des résultats on a pris un exemple pour chaque élément de la structure (Poutre, Poteau).

La figure suivante donne une illustration sur la structure avec STAAD PRO :

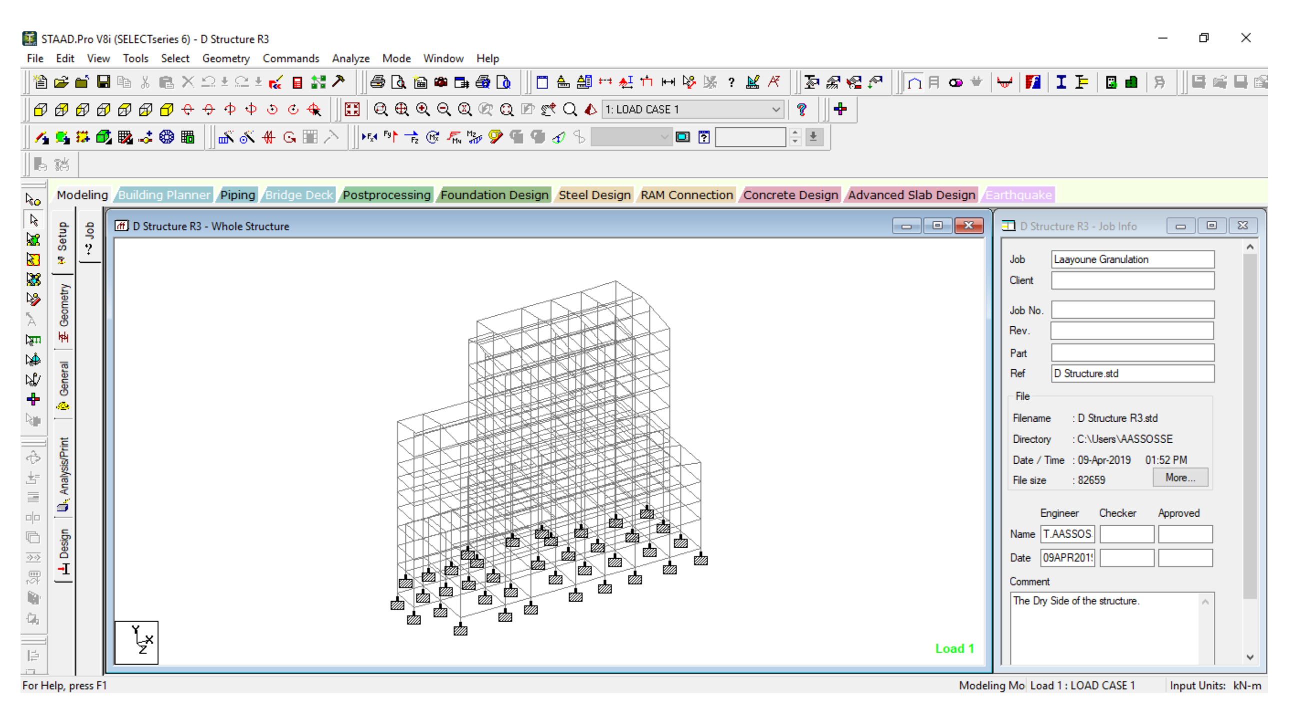


Figure 3-2 : La structure du bâtiment sur STAAD PRO

Remarque : Pour ne pas trop charger le modèle et pour donner le maximum d'information sur le code américain on fait le calcul des charges des dalles, des murs et des terrasses manuellement, puis on a introduit ces charges en expliquant aussi leurs répartitions.

Le poteau qui va subir une comparaison par les deux logiciels ce trouve en RDC avec des coordonnées locaux (37.6 ; 28.5 ; -1 , 6.48).

On va comparer les résultats selon trois cas de charges principaux, à savoir : le poids propre, les charges du vent et les charges sismiques.

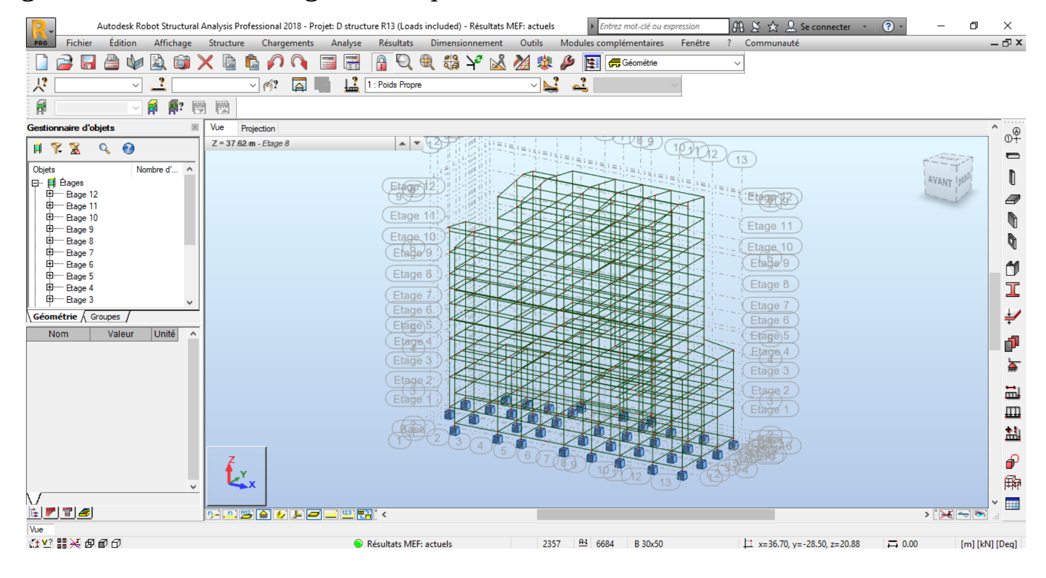


Figure 3-3 : La structure du bâtiment sur ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

3.2.4.1 1er Cas de charge : POIDS PROPRE

- Sur STAAD PRO :

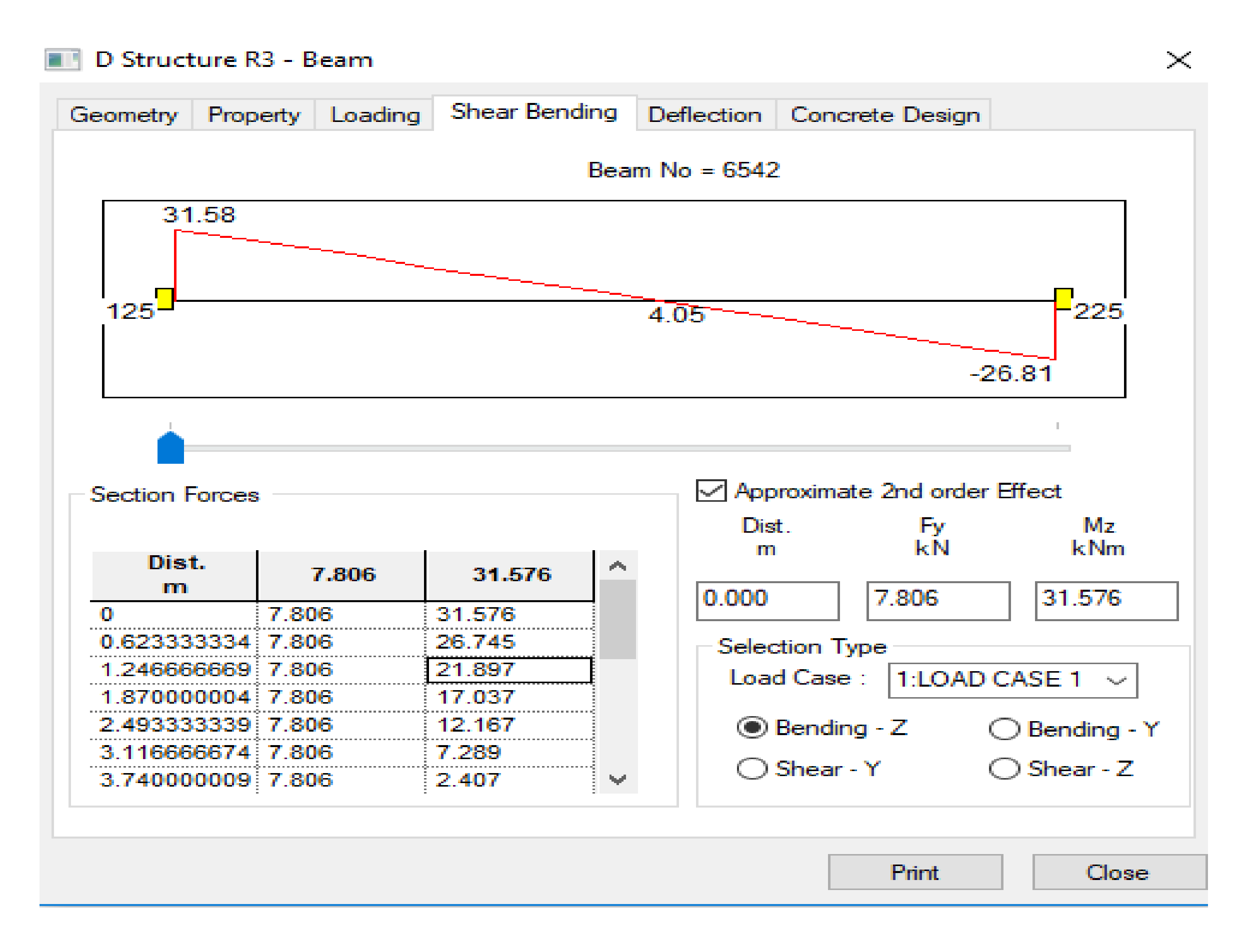


Figure 3-4 : Détails du poteau N° 6542 générés par STAAD PRO

Poteau	Cas de charge	Distance en mètre	F_x en kN	F_y en kN	F_z en kN	M_x en kNm	M_y en kNm	M_z en kNm
6542	Poids Propre	0.000	2787.061	7.806	-5.614	3.113	53.690	31.576
		1.870	2743.000	7.806	-5.614	3.113	43.191	16.979
		3.740	2698.940	7.806	-5.614	3.113	32.693	2.381
		5.610	2654.880	7.806	-5.614	3.113	22.194	-12.216
		7.480	2610.820	7.806	-5.614	3.113	11.695	-26.814

Tableau 3.8 : Résumé des forces appliquées sur le poteau N° 6542 selon STAAD PRO

- Sur ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS :

Figure 3-5 : Détails du poteau N° 6542 générés par ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

Le tableau suivant résume toutes les forces et les moments agissants sur notre poteau :

Poteau 6542	Poids Propre	F_X en kN	F_y en kN	F_z en kN	M_X en kNm	M_y en kNm	M_z en kNm
Maximum		2901.57	7.62	-5.66	3.32	54.06	30.65
Minimum		2718.08	7.62	-5.66	3.32	11.73	-26.38

Tableau 3.9 : Résumé des forces appliquées sur le poteau N° 6542 selon ROBOT

On remarque que les résultats sont très proches, la différence est due au calcul du ferraillage du poteau, selon les deux normes, qui n'est pas le même.

3.2.4.2 2ème Cas de charge : CHARGES SISMIQUES DANS LA DIRECTION X

- Sur STAAD PRO :

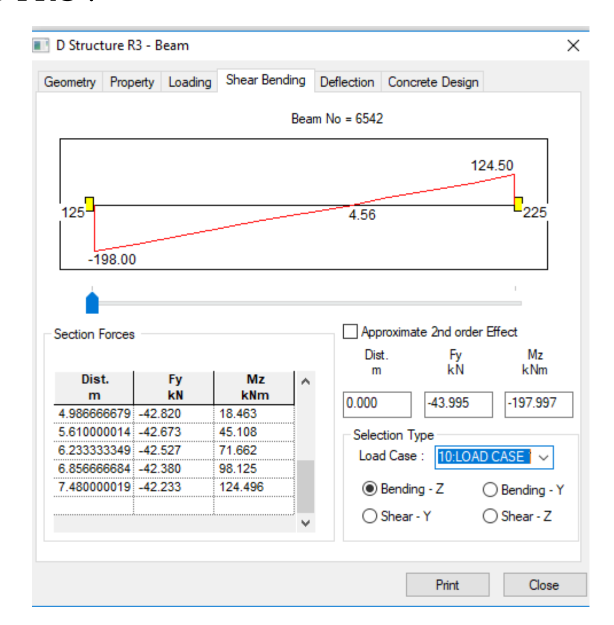


Figure 3-6 : Détails du poteau N° 6542 générés par STAAD PRO

Le tableau suivant résume toutes les forces et les moments agissants sur notre poteau :

Poteau	Cas de charge	Distance en mètre	F_x en kN	F_y en kN	F_z en kN	M_x en kNm	M_y en kNm	M_z en kNm
6542	SISMIQUE	0.000	57.075	-43.995	0.115	0.694	-0.946	-197.997
		1.870	57.075	-43.555	0.115	0.694	-0.731	-116.138
		3.740	57.075	-43.114	0.115	0.694	-0.517	-35.103
		5.610	57.075	-42.673	0.115	0.694	-0.302	45.108
		7.480	57.075	-42.233	0.115	0.694	-0.087	124.496

Tableau 3.10 : Résumé des forces appliquées sur le poteau N° 6542 selon STAAD PRO

- Sur ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS :

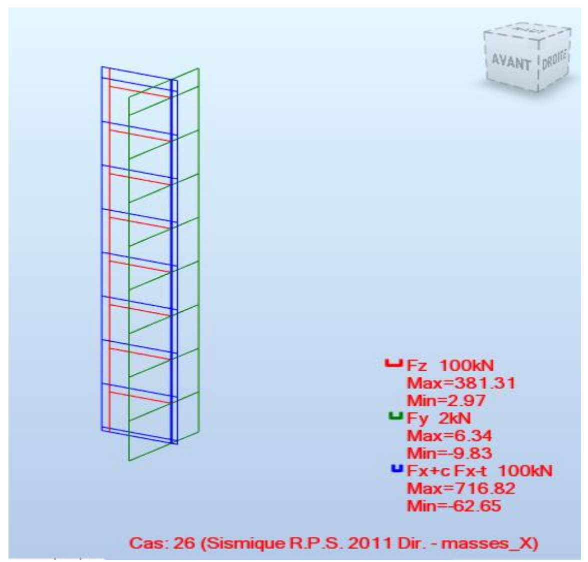


Figure 3-7 : Détails du poteau N° 6542 générés par ROBOT

Le tableau suivant résume toutes les forces et les moments agissants sur notre poteau :

Poteau 6542	Poids Propre	F_x en kN	F_y en kN	F_z en kN	M_x en kNm	M_y en kNm	M_z en kNm
Maximum		381.31	716.82	6.34	9.46	27.96	8.15
Minimum		2.97	-62.65	-9.83	-1.03	-53.52	-1780.11

Tableau 3.11 : Résumé des forces appliquées sur le poteau N° 6542 selon ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

On remarque que les résultats sont très différents, cette différence est déjà expliquée dans le chapitre du calcul parasismique.

3.2.4.3 3ème Cas de charge : CHARGES DU VENT DANS LA DIRECTION NORD-SUD (Positive)

- Sur STAAD PRO :

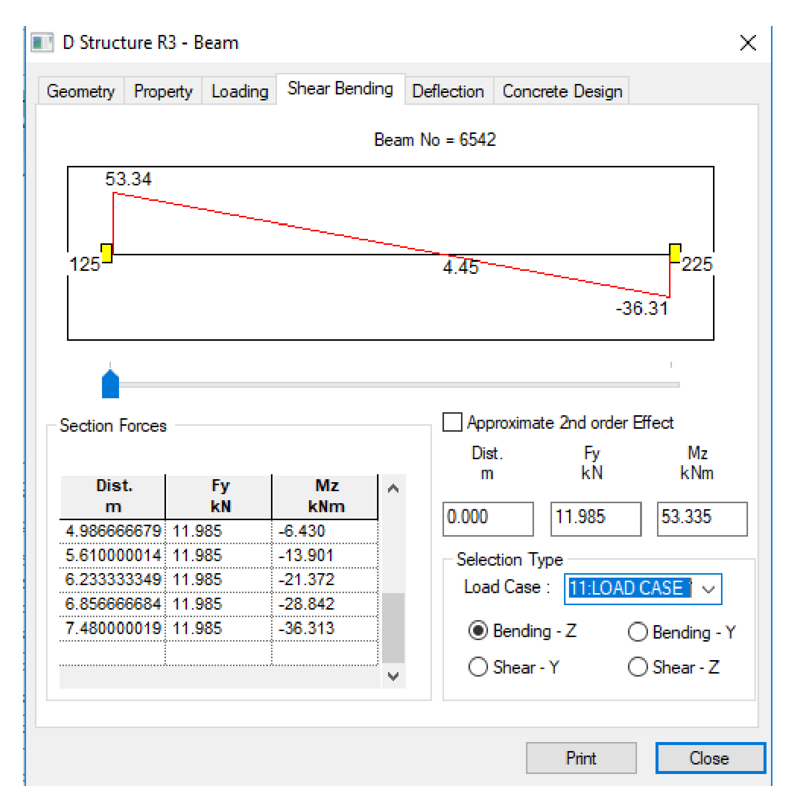


Tableau 3.12 : Détails du poteau N° 6542 générés par STAAD PRO

Le tableau suivant résume toutes les forces et les moments agissants sur notre poteau :

Poteau	Cas de charge	Distance en mètre	F_x en kN	F_y en kN	F_z en kN	M_x en kNm	M_y en kNm	M_z en kNm
6542	VENT N-S (+)	0.000	693.565	11.985	-123.201	-31.903	893.106	53.335
		1.870	693.565	11.985	-123.201	-31.903	662.719	30.923
		3.740	693.565	11.985	-123.201	-31.903	432.332	8.511
		5.610	693.565	11.985	-123.201	-31.903	201.946	-13.901
		7.480	693.565	11.985	-123.201	-31.903	-28.441	-36.313

Tableau 3.13 : Résumé des forces appliquées sur le poteau N° 6542 selon STAAD PRO

- Sur ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS :

Figure 3-8 : Détails du poteau N° 6542 générés par ROBOT

Le tableau suivant résume toutes les forces et les moments agissants sur notre poteau :

Poteau 6542	Poids Propre	F_x en kN	F_y en kN	F_z en kN	M_x en kNm	M_y en kNm	M_z en kNm
Maximum		685.13	11.92	-120.67	-31.32	866.14	52.78
Minimum		685.13	11.92	-120.67	-31.32	-36.48	-36.37

Tableau 3.14 : Résumé des forces appliquées sur le poteau N° 6542 selon ROBOT

On remarque que les résultats sont presque les même, ceci est dû au fait qu'on a établi une translation du vent, comme expliqué dans le chapitre du calcul du vent, du code NV65 vers le code américain ASCE 7-05.

3.2.4.4 Conclusion :

On a remarqué que les sollicitations sont beaucoup plus importantes sur le modèle ROBOT quand il s'agit du séisme, dont on a déjà démontré d'où vient cette marge, et qu'elles sont proches pour les le deux modèles pour les autres cas de charges, chose qui est normale car les deux logiciels utilisent les mêmes programmations d'éléments finis pour faire sortir les résultats du calcul.

Chapitre 4

Analyse dynamique du système structurel support du sécheur de granulats

- Introduction
- Modélisation du système
- Extraction des charges dynamiques

4. Analyse dynamique du système structurel support du sécheur

4.1 INTRODUCTION :

Le sécheur est un récipient rotatif dans lequel l'engrais est levé et cascadé via un flux à co-courant de gaz de combustion refroidis à l'air provenant de la chambre de combustion. Le sécheur est conçu pour une efficacité maximale et une minimisation de l'accumulation de matériau. La chambre de combustion est équipée d'un ventilateur d'air de trempe pour fournir un contrôle positif de la température dans la chambre de combustion, ce qui est limité par la qualité du produit afin d'éviter la fusion, le dégagement d'ammoniac et la formation de fumée lorsque le gaz chaud rencontre les solides provenant du granulateur. Le contrôle réel du taux d'allumage est basé sur la température du gaz à la sortie. Les solides sortants du sécheur tombent par gravité sur un convoyeur de décharge du sécheur qui se déverse dans l'élévateur principal. Un aimant suspendu au-dessus du convoyeur de décharge du sécheur élimine le métal souillé, ce qui pourrait bloquer ou endommager l'ascenseur, les déviateurs ou les écrans.



Figure 4-1 : Montage du sécheur de granulats

4.2 Étude du mouvement des particules dans le sécheur rotatif

4.2.1 **Vols**

Un sécheur peut incorporer un ou plusieurs différents types de vols. Un nombre suffisant de vols doit être répartis sur le tambour de telle sorte que le volume de matériel transporté par les vols est entre 10 et 15% du volume total de matière à l'intérieur du sécheur (Perry et Green, 1999). Le nombre et le format des vols influencent la quantité de matériel présent dans le sécheur rotatif. Perry et Green (1999) suggèrent que le volume occupé par la charge de solides dans le sécheur rotatif doit être compris entre 10 et 15% du volume total du sécheur.

La figure 2 présente un schéma des vols avec deux vols segments, indiquant les dimensions principales et les variables qui seront utilisées dans l'équation accompli dans ce travail.



Figure 1 : Particules en chute libre dans le sécheur

Le vol, présenté à la figure 2, peut être caractérisés par les longueurs du segment 1 (l') et segment 2 (l), l'angle entre les deux segments (α_A) et le rayon du cercle (R_o) formé par la ligne entre le bord du vol (O) et le centre du tambour rotatif. Deux ensembles de coordonnées cartésiennes sont considérés. L'origine (x, y) de l'ensemble est à la lèvre de vol, l'axe des x est situé le long du premier segment et l'axe des y, perpendiculaire à l'axe des x. Cet ensemble des coordonnées se déplacent lorsque le vol tourne. L'origine du groupe fixe (X, Y) est sur l'axe du tambour avec le L'axe des X étant horizontal (Figure 2).

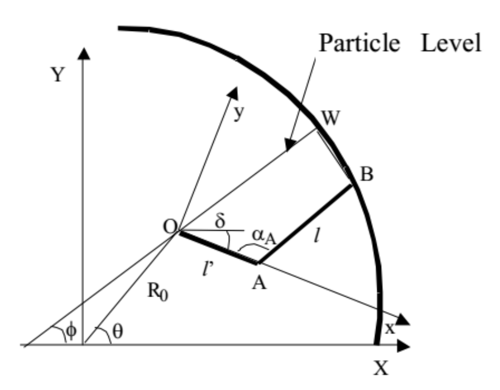


Figure 4-2 : Schéma d'un vol à deux segments

Schofield et Glikin (1962) ont lié l'angle dynamique de repos, φ (l'angle formé par le niveau de matériel dans les vols et la ligne horizontale, voir Figure 2) à l'angle de frottement dynamique du matériau (µ), la position angulaire du bord de vol (θ), la position radiale du bord de vol (Ro) et la vitesse de rotation du tambour (ω), en utilisant ce qui suit équation:

$$tan\emptyset = \frac{\mu + R_0 + \frac{\omega^2}{g}(cos\theta - \mu sin\theta)}{1 - R_0\frac{\omega^2}{g}(sin\theta - \mu cos\theta)} \qquad (1)$$

Afin de calculer la superficie occupée par le matériel dans les vols, les coordonnées des points A et B sont d'abord calculés (voir figure 2), l'angle δ entre les deux ensembles de coordonnées est évaluée et le volume de matière est finalement obtenu. Les équations pour les vols à deux segments peuvent être obtenues de cette façon:
Coordonnées du segment: 1 (y1 = 0) et le segment 2 ($y_2 = a_2 + b_{2x}$);

Avec: $a_2 = x_A.\tan(\alpha_A)$ et

b2 = - tan (α_A).

Les coordonnées des points A et B sont données par

- Point A: $x_A = l'$ et $y_A = 0$.
- Point B: $x_B = x_A – l.\cos(\alpha_A)$ et $y_B = l.\sin(\alpha_A)$.

Dans l'établissement des coordonnées stationnaire, la position du point B doit répondre à l'équation suivante puisqu'il est situé sur la paroi du sécheur de rayon R:

$$X_B^2+Y_B^2 = R^2 \qquad (2)$$

Les deux ensembles de coordonnées sont liés par l'équation suivante:

- $X_B = X_0 + x_B \times \cos(\delta) - y_B \times \sin(\delta) = R_0 \times \cos(\theta) + x_B \times \cos(\delta) - y_B \times \sin(\delta)$ (3)
- $Y_B = Y_0 + y_B \times \cos(\delta) - x_B \times \sin(\delta) = R_0 \times \sin(\theta) + y_B \times \cos(\delta) - x_B \times \sin(\delta)$ (4)

En remplaçant les équations (3) et (4) dans l'équation (2) on obtient une équation qui peut être résolue pour δ, pour n'importe qu'elle position de θ.

L'équation de la ligne de niveau de poudre est donnée par :

$$y = x \times \tan(\gamma) = x \times \tan(\emptyset - \delta) \qquad (5)$$

Son intersection avec la ligne qui trace la seconde le segment a l'abscisse suivante :

$$x_2 = \frac{a_2}{\tan(\gamma) - b_2}$$

Avec :

$$(y_2 = a_2 + b_2.x_2) \qquad (7)$$

En ordonnée.

L'intersection de la ligne de niveau des solides avec la paroi du sécheur a les abscisses suivantes :

$$x_w = \frac{B_w \pm \sqrt{{B_w}^2 - 4A_w B_w}}{2A_w} \qquad (8)$$

Avec :

$$A_w = 1 + [\tan(\alpha)]^2$$

$$B_w = 2X_0[\cos(\alpha) - \tan(\alpha)\sin(\delta)] + 2Y_0[+\sin(\alpha)]$$

Et :

$$B_w = R_0^2 + R^2$$

Son ordonnée est donnée par :

$$y_w = x_w \tan(\gamma) \qquad (9)$$

Trois types de remplissage en poudre peuvent se produire :

- Les particules atteignent la paroi du sécheur :

Ça peut arriver si $\gamma > \arctan(\frac{y_B}{x_B})$

Puisque l'aire de la section occupée par la poussière est donnée par : $S = \frac{R^2}{2}[\beta - \sin(\beta)] + \frac{1}{2}[x_A y_B - x_B y_A + x_B y_W - x_W y_B]$ (10)

Avec :

$$\beta = 2\arcsin\left[\frac{\sqrt{(x_B - x_W)^2 + (y_B - y_W)^2}}{2R}\right]$$

- Les particules n'atteignent pas la paroi du sécheur, mais elles atteignent le second segment :

Ça peut arriver si $\gamma < \arctan(\frac{y_B}{x_B})$, $\sqrt{(x_2 - x_A)^2 + (y_2 - y_A)^2}$ et y_2 soit strictement positif puisque l'aire de la section occupée par la poussière est donnée par : $S = 0{,}5|x_A y_2|$ (11)

- Les vols sont vides :

Ça peut arriver si $y_2 < 0$ (12)

Le rapport entre la surface occupée par les solides dans les vols (S) et la charge de solides dans les vols (h *) peut être donné par l'équation suivante:

$$(h^*(\theta_i)) = S_i L \rho_s \qquad (13)$$

Glikin (1978) a proposé l'équation suivante pour le calcul de la longueur de la chute de particules du vol (la durée de chute déterminée ici est la distance en ligne droite des particules du bord du vol, où commence la chute, au lit de particules dans la partie inférieure du sécheur):

$$Y_d = \frac{Y_0 + \sqrt{R^2 - {X_0}^2}}{\cos(\alpha)} \qquad (14)$$

Avec :

$Y_0 = R_0 \cos(\theta)$ et $X_0 = R_0 \sin(\theta)$

L'équation qui vient d'être présentée a été utilisée pour estimation de la variation de la charge dans les vols avec leur position angulaire (θ) et pour le calcul de la longueur de la chute des particules. Les prédictions obtenues avec ces équations ont été comparées avec des données expérimentales obtenues pour un sécheur rotatif fonctionnant avec des engrais.

4.2.2 **Temps de résidence**

Le mouvement des particules dans les sécheurs rotatifs est l'un des plus grands défis de la modélisation théorique des sécheurs (Sherrit et al. 1993). La combinaison complexe de particules étant soulevées dans les vols, glissant et rouler, puis tomber en cascades étalées à travers un flux d'air, et rentrer dans le lit en bas, éventuellement avec rebondir et rouler, est très difficile analyser (Kemp, 2004). Il y a quatre composants du mouvement des particules le long du tambour: a) gravitationnel, en raison de la pente de la batterie; b) traînée du gaz sur les particules (pour flux à contre-courant, c'est négatif); c) rebondir des particules à l'impact avec le fond du sécheur et d) rouler les particules dans le lit en bas du sécheur, en particulier pour les sécheurs surchargés. Les deux dernières composantes sont presque impossibles à prédire théoriquement et sont donc évalués expérimentalement pour chaque type de matériau (Kemp et Oakley, 1997). De nombreuses équations ont été proposées pour temps de résidence dans des sécheurs rotatifs (Kelly et O'Donnell, 1977). Dans beaucoup de ces études, seuls Les durées moyennes (H *) et l'alimentation en solides étaient pris en considération. Le temps de résidence moyen pour les particules (τ) dans ces cas est donné par :

$$(\tau = H^*/w) \qquad (15)$$

Le hold-up H * est généralement déterminé par : premièrement arrêter le tambour et ensuite peser son Contenu. W est la vitesse d'avance des solides. Le ratio précédent est pour une dispersion axiale vide. L'un des tests empiriques les plus fréquemment utilisés équations pour l'estimation du temps de résidence était proposé par Friedman et Marshall (1949):

$$\tau = L\left(\frac{0.3344}{\alpha N_R{}^{0.9} D} \pm \frac{0.6085G}{W d_p{}^{0.5}}\right) \qquad (16)$$

Grâce à l'analyse d'une grande quantité de données trouvées dans la littérature sur le fonctionnement des sécheurs rotatifs, à la fois à une échelle pilote et industrielle, Perry et Green (1999) a proposé le texte général suivant corrélation pour le calcul de la résidence moyenne temps:

$$\tau = \frac{K_p}{DN^{0.9} tan\alpha} \qquad (17)$$

Où k_p est un paramètre qui dépend du nombre et format des vols.

Matériaux et méthodes d'évaluation des résultats :

Matériaux :

Les engrais (superphosphate simple) utilisés dans le Des expériences de séchage ont été obtenues auprès du PFC de Jorf Lasfer. Les solides avait un diamètre moyen de 2,5 mm, une densité de 0,95 g/ cm³ et une chaleur spécifique de 0,354 kcal/ kg °C.

4.2.3 **Procédure expérimentale**

a) Temps de résidence :

Pour mesurer le temps de résidence, des expériences ont été fait en utilisant des traceurs. Le nombre de vols pour cette étude était sept. Ce nombre a été choisi en fonction des résultats de l'analyse des performances du sécheur.

b) Mesure du coefficient dynamique de la friction :

Afin de mesurer l'angle caractéristique (qui est utilisé pour calculer le coefficient de frottement dans l'équation. 1), des photos ont été prises de l'intérieur de l'équipement opération. Pour chaque image obtenue, la valeur angulaire position du vol (θ) et l'angle dynamique de le repos a été mesuré à l'aide du logiciel « Global Lab Image 2 ».

c) Mesure du temps d'arrêt et de la durée de vol Chute de particules :

Afin de mesurer la charge de vol dans chaque angle, l'équipement a été arrêté et le matériel a été recueilli à partir du vol pour peser sur une échelle d'analyse. Afin de mesurer la longueur de chute de particules pendant un vol, le cylindre du sécheur a été démarré et fermé à plusieurs reprises, de telle sorte que le les vols opéreraient dans différentes positions angulaires.

4.2.4 **Résultats**

La figure 3 montre les résultats expérimentaux sur le temps de résidence et ceux calculés en utilisant équations suivantes: rapport de charge (équation. 15), Perry et Green (équation 17) et Friedman et Marshall (équation 16).

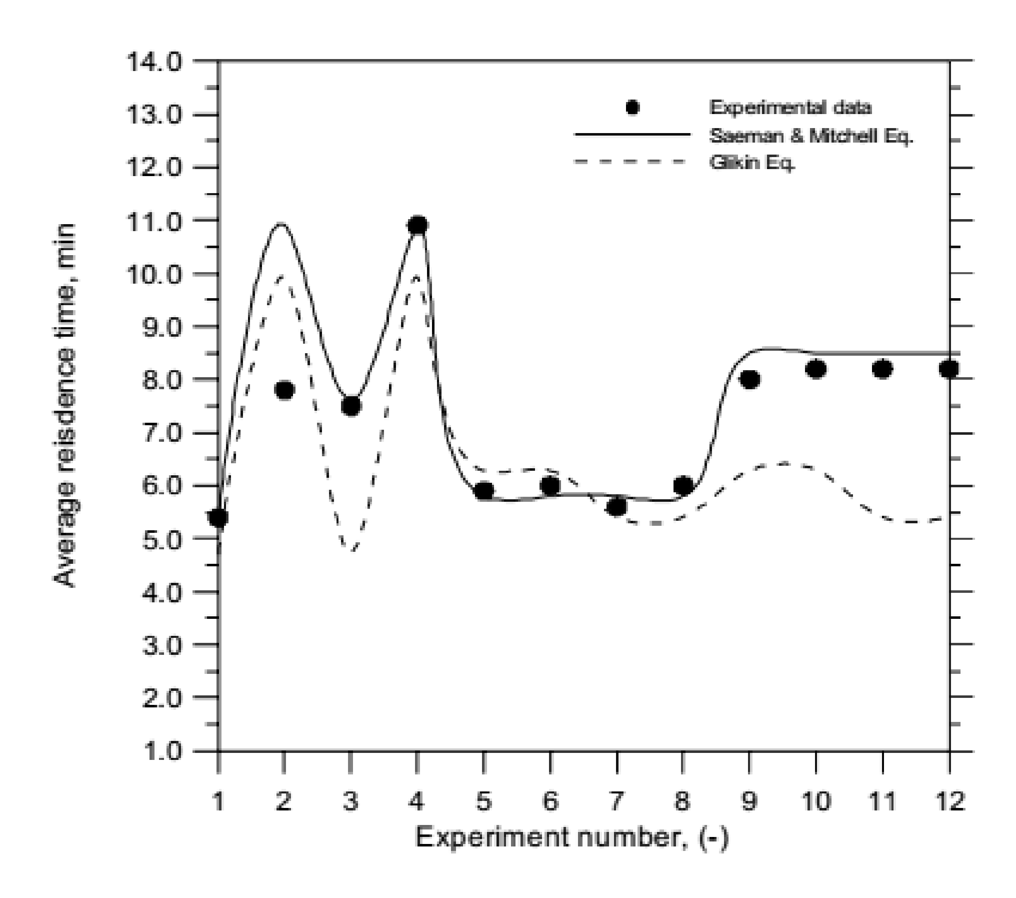


Figure 4-3 : Temps de résidence expérimentaux et calculés

On peut l'observer dans les résultats présentés correspondent bien aux données expérimentales.

Coefficient de frottement dynamique (µ), rétention et longueur de chute :

La figure suivante (4) contient les résultats calculés par mesure expérimentale et avec l’équation (1) pour le coefficient de frottement dynamique du superphosphate simple (µ) en fonction de la position angulaire de vol et de l'humidité solide (0,08 et 0,12 kg d'eau / kg de matière sèche) et la figure (5) contient les données relatives au coefficient de frottement dynamique (µ) pour ces deux valeurs d'humidité des solides.

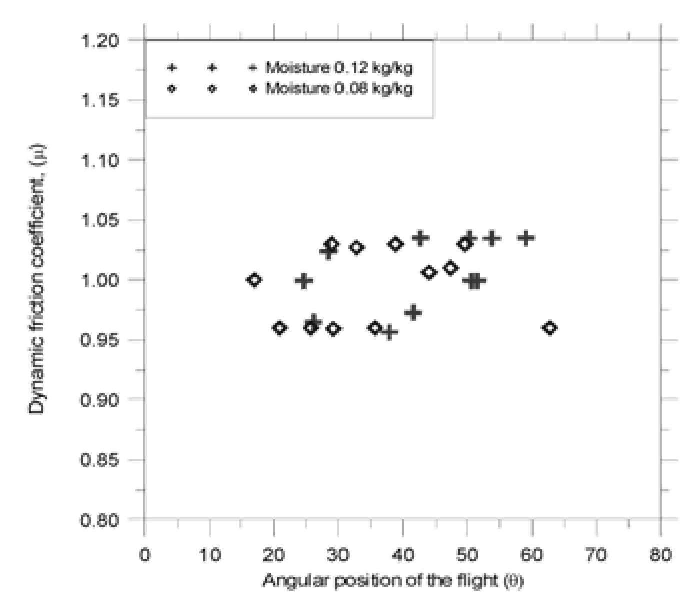


Figure 4-4 : coefficient de frottement dynamique du superphosphate simple en fonction de la position angulaire

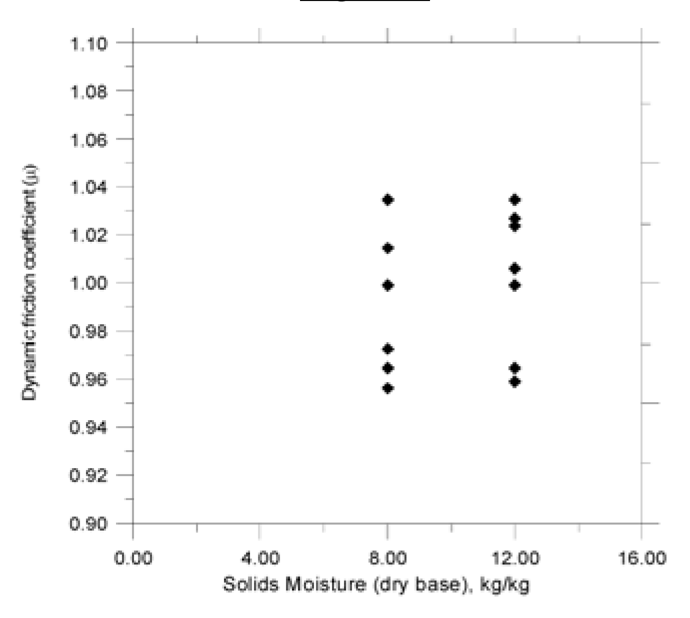


Figure 4-5 : Effet de l'humidité des solides sur le coefficient de frottement dynamique

Les résultats de la figure 5 montrent que le coefficient de frottement dynamique est indépendant de la position angulaire du vol. Ce résultat est en accord avec ceux trouvés dans d'autres publications (Revol et al. 2001). Pour les résultats présentés à la figure 4, le coefficient de frottement dynamique a atteint un intervalle de confiance de 95%, compris entre 0,974 et 1,015, avec une valeur moyenne de 0,994.

Les résultats présentés à la figure 5 montrent que le coefficient de frottement dynamique (μ) est resté dans une plage constante lorsque l'humidité de l'engrais a été augmentée de 0,08 à

0,12 kg d'eau / kg de matière sèche. Par conséquent, pour ce matériau, une valeur moyenne de 0,994 peut être utilisée pour calculer la charge de vol et la longueur moyenne de la chute des particules, dans la plage d'humidité étudiée.

4.2.5 Conclusion

D'après tout ce qui précède on a pu modéliser le mouvement des particules à l'intérieur du sécheur, on a pu avoir un modèle simple pour évaluer les efforts dynamiques générés par le sécheur. Les figures suivantes montrent la position des particules à différents instants :

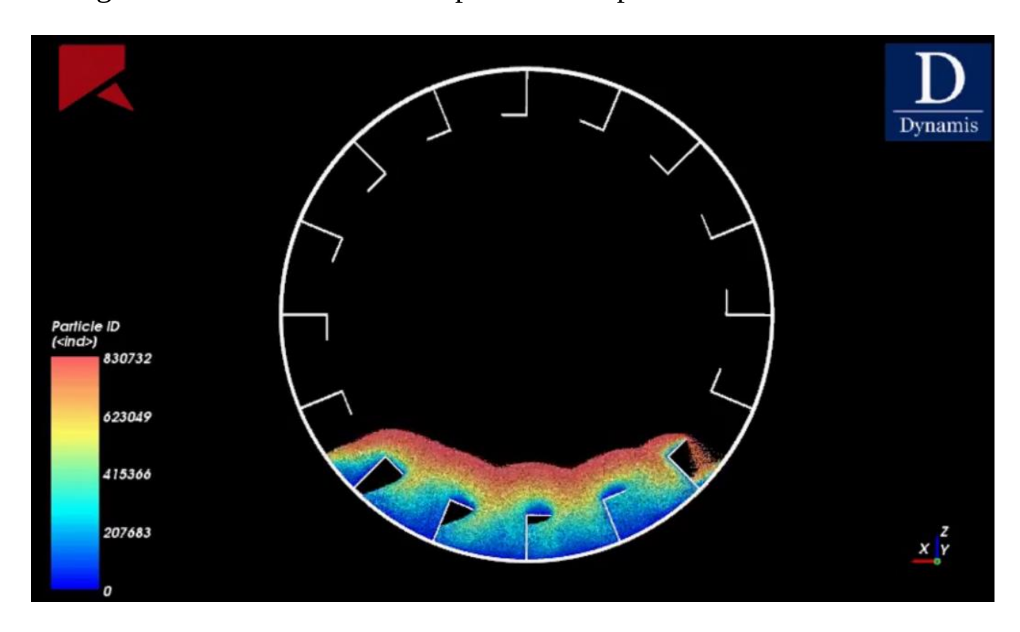


Figure 4-6 : Position des particules à l'instant t = 0s

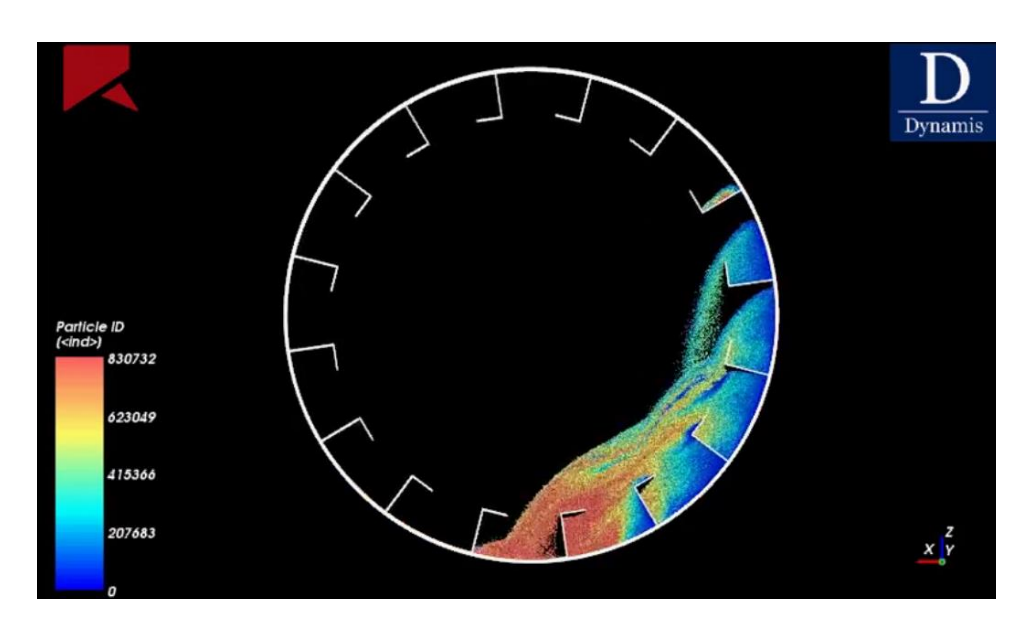


Figure 4-7 : Position des particules à l'instant t = 4s

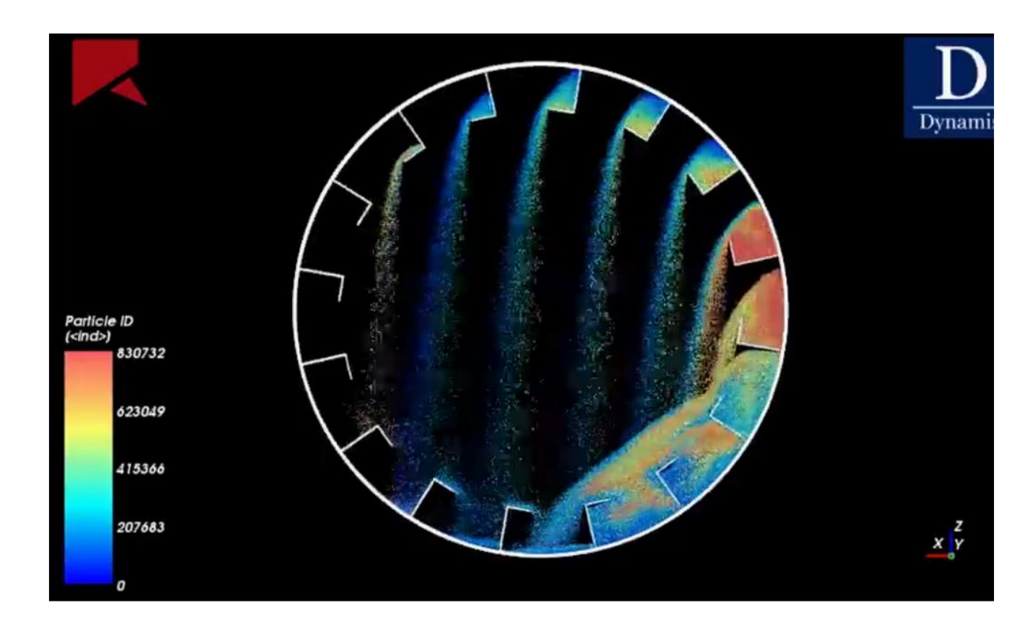


Figure 4-8 : Position des particules à l'instant t = 8s

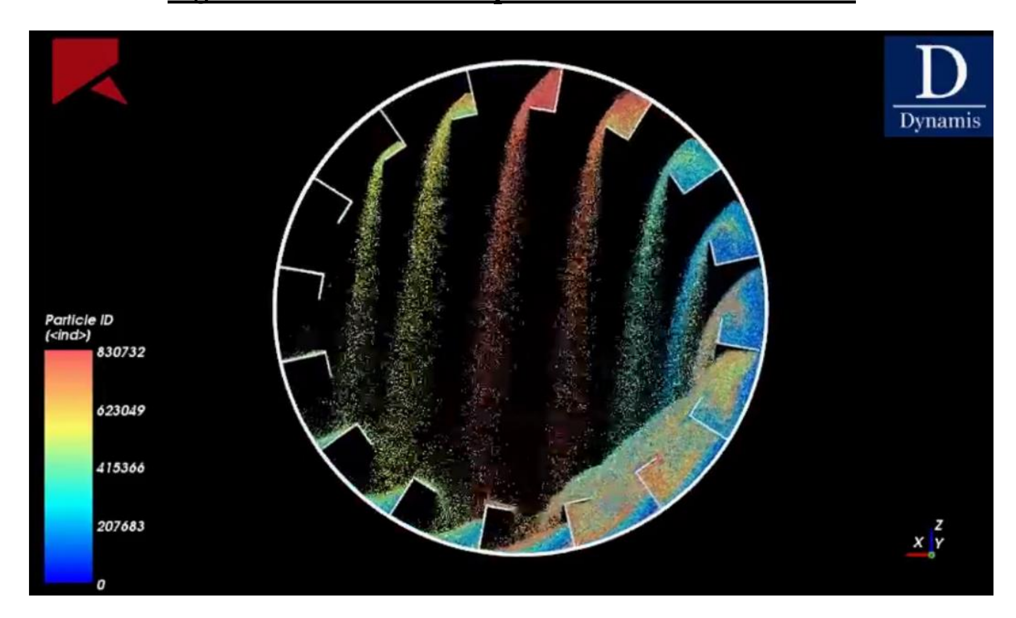


Figure 4-9 : Position des particules à l'instant t = 12s

4.3 Evaluation de l'effort dynamique généré par le sécheur sur le système structurel supportant le sécheur

Le modèle, le plus proche possible de la réalité, proposé, pour calculer les forces dynamiques est une machine en rotation à masse excentrée dont cette dernière change en fonction de l'angle θ du positionnement des vols :

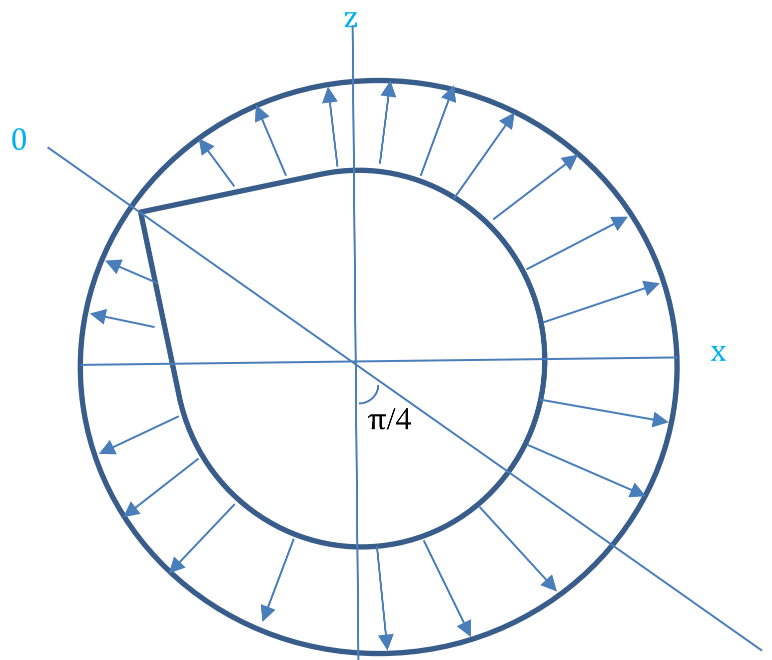


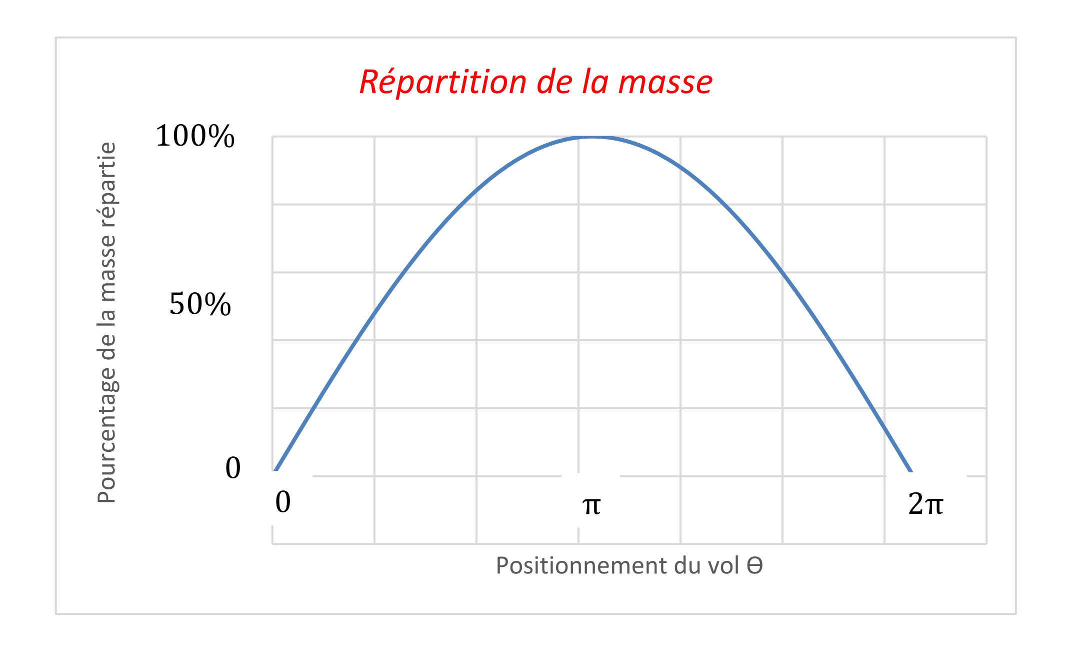
Figure 4-10 : Modélisation simple de la force appliquée par la masse excentrée à l'intérieur du sécheur

Remarque :

- La masse change de valeur en fonction de l'angle θ, lorsque ce dernier égale à 0 la masse est presque nulle, lorsque θ égale à π la masse atteint sa valeur maximale.

4.3.1 Evaluation des efforts dynamiques transversales

On a expliqué que la masse change de valeur lorsqu'elle se déplace sur le contour du sécheur, de ce fait on a proposé une variation de cette dernière par la fonction sinus $(\theta/2)$,



On a alors :

$$m(\theta) = a \times \sin(\theta/2)$$

Où :

« a » : La masse maximale, des granulats dans le sécheur.

L'évaluation de « a » revient à calculer l'intégrale de la fonction m(θ) entre 0 et 2π.

On a alors :

$$M(totale) = \int_0^{2\pi} a \times \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) d\theta$$

Donc :

$$a = \frac{M(totale)}{4}$$

Avec :

M (totale) est la masse totale des granulats dans le sécheur.

On a d'autre part la force agissante égale à :

$$dF = \omega^2 . e . dm$$

Où:

ω : Vitesse de rotation

e : excentricité de la masse

4.3.1.1 Projection suivant x:

$$F_H = \int_0^{2\pi} dF.e_r.e_x$$

$$F_H = \int_0^{2\pi} \frac{v^2}{e}.m(\theta).\cos\left(\frac{3\pi}{4} + \theta\right).d\theta$$

$$F_H = \int_0^{2\pi} \frac{v^2}{e}.\frac{M(totale)}{4}.\cos\left(\frac{3\pi}{4} + \theta\right).d\theta$$

$$F_H = \frac{2\sqrt{2}}{3}.\frac{M(totale)}{4}.\frac{v^2}{r}$$

Application numérique :

- Massif (1):

$$F_H = 1421\ daN$$

- Massif (2):

$$F_H = 10682\ daN$$

D'autre part la force totale sur le massif égale à $F_H + Poids\ statique$, où le poids statique sur chaque massif est indiqué dans les DATA SHEETS, on a par suite:

- Massif (1):

$$F_{totale} = 1421 + 4899\ daN = 6320\ daN$$

- Massif (2):

$$F_{totale} = 10682 + 37803\ daN = 48485\ daN$$

4.3.1.2 Projection suivant z:

$$F_v = \int_0^{2\pi} dF.e_r.e_z$$

$$F_v = \int_0^{2\pi} \frac{v^2}{e}.m(\theta).\cos\left(\frac{3\pi}{4} - \theta\right).d\theta$$

$$F_v = \int_0^{2\pi} \frac{v^2}{e}.\frac{M(totale)}{4}.\cos\left(\frac{3\pi}{4} - \theta\right).d\theta$$

$$F_v = \frac{2\sqrt{2}}{3} . \frac{M(totale)}{4} . \frac{v^2}{r}$$

Application numérique :

- Massif (1):

$$F_v = 1421\ daN$$

- Massif (2):

$$F_v = 10682\ daN$$

D'autre part la force totale sur le massif égale à $F_v + Poids\ statique$, où le poids statique sur chaque massif est indiqué dans les DATA SHEETS, on a par suite:

- Massif (1):

$$F_{totale} = 1421 + 256472\ daN = 257893\ daN$$

- Massif (2):

$$F_{totale} = 10682 + 322128\ daN = 332810\ daN$$

4.3.2 Evaluation des efforts dynamiques longitudinales

Les résultats trouvées dans la section 5.2.4 montrent qu'on a eu un coefficient de frottement dynamique qui s'approche de 1, donc la force longitudinale appliquée égale au poids du phosphate transporté dans chaque section, d'où la force totale agissante égale à la force longitudinale appliquée plus le poids propre du sécheur dans la direction y, (voir schéma du sécheur sur l'annexe 5).

Donc on a:

- Massif (1):

$$F_{longitudinal} = 18712\ daN$$

- Massif (2):

$$F_{longitudinal} = 78440\ daN$$

4.3.3 Comparaison des résultats

Les résultats trouvés par le bureau d'études, dans ses laboratoires de recherche, chargé de l'évaluation des charges dynamiques générées par le sécheur sont présentées dans les tableaux suivants :

4.3.3.1 A l'entrée du sécheur

CHARGES SUR MASSIF (1) ENTREE SECHEUR			
LOADS ON CONCRETE BLOCKS (1) INLET DRYER			
	Suivant axe Z vertical (daN)	Suivant axe X transversal (daN)	Suivant axe Y longitudinal (daN)
	Vertical axis Z (daN)	Transverse axis X (daN)	Longitudinal axis Y (daN)
En charge normale produit Normal load	225922	4899	11658
En charge normale produit + surcharge accidentelle Normal load + accidental overload	262222	4899	13754
Effort dynamique avec surcharge produit accidentelle Dynamic load	393334	7348	20631

Tableau 4.1 : Charges appliquées sur poteau à l'entrée du sécheur

4.3.3.2 A la sortie du sécheur

CHARGES SUR MASSIF (2) SORTIE SECHEUR			
LOADS ON CONCRETE BLOCKS (2) DRYER OUTLET			
	Suivant axe Z vertical (daN)	Suivant axe X transversal (daN)	Suivant axe Y longitudinal (daN)
	Vertical axis Z (daN)	Transverse axis X (daN)	Longitudinal axis Y (daN)
En charge normale produit Normal load	294078	37803	55308
En charge normale produit + surcharge accidentelle Normal load + accidental overload	330378	37803	59673
Effort dynamique avec surcharge produit accidentelle Dynamic load	495566	56704	89509

Tableau 4.2 : Charges appliquées sur poteau à la sortie du sécheur

4.3.3.3 Sur le châssis de commande

Il est important de signaler que le châssis de commande, comme son nom l'indique, ne porte que le moteur qui génère la rotation du sécheur, donc les seules charges existantes sur le troisième massif sont les charges du poids statique et les charges d'entrainement.

CHARGES SUR MASSIF (3) CHASSIS DE COMMANDE			
LOADS ON CONCRETE BLOCKS (3) DRIVE FRAME			
	Suivant axe Z vertical (daN)	Suivant axe X transversal (daN)	Suivant axe Y longitudinal (daN)
	Vertical axis Z (daN)	Transverse axis X (daN)	Longitudinal axis Y (daN)
Poids statique Static load	35000	0	0
Charge d'entrainement seule (sans poids statique) Drive load only (without static load)	60984	-42702	0

Tableau 4.3 : Charges appliquées sur le châssis de commande du sécheur

L'orientation des axes indiqués sur les tableaux précédents se trouve sur le dessin simplifié du sécheur dans la partie annexe.

4.3.4 **Conclusion**

Les résultats théoriques de calcul des charges dynamiques appliquées sur les massifs étudiés sont proches des résultats trouvés par l'expérimentation réalisée par le bureau d'étude sauf pour la charge appliquée suivant l'axe Z, cette différence est due à nombreux paramètres qu'on a négligé dans nos calculs et qu'ils sont en fait très compliqués pour être évalués avec les méthodes analytiques simples.

Conclusion générale

Le but de notre projet de fin d'études était de dimensionner les éléments porteurs de la structure du bâtiment de granulation au complexe de fertilisation de Phosboucraa à Laayoune et une analyse dynamique du système support de sécheur des granulats. Ce rapport était une description détaillée de la démarche suivie durant la période de notre stage.

Ce stage que j'ai passé chez Jacobs Engineering S.A, avait une contribution sur ma formation d'ingénierie polyvalente, en particulier le coté bâtiment et dynamique des structures ; étant donné que je suis un élève ingénieur en bâtiment, ponts et chaussées et que mon projet avait des aspects techniques, j'ai été ainsi obligé d'évaluer les charges appliquées sur la structure , une étape qui est indispensable dans le dimensionnement du bâtiment, en même temps j'ai été amené à réaliser une étude dynamique du comportement des grains au sein du sécheur qui nécessite une bonne maitrise des notions relatives à la mécanique, afin de trouver les forces qui seront appliquées sur notre système support. Ensuite, j'ai proposé des solutions de diminution de ces charges pour chaque rapport entre la période propre du système et la vitesse de rotation.

La réalisation de ce projet au sein de Jacobs Engineering S.A a constitué, pour moi, une réelle opportunité pour côtoyer l'environnement de travail de l'ingénieur et de confronter les difficultés et les exigences élevées et variées du milieu industriel. Elle a constitué, également, une expérience professionnelle fructueuse pour l'approfondissement des connaissances techniques et pour l'ouverture sur de nouveaux environnements.

Bibliographie

1. International Building Code IBC-2009

2. Design of reinforced concrete as per ACI-318

3. Minimum design loads for buildings and other structures ASCE 7-05

4. Règlement de construction parasismique marocain v2011

5. BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé

6. Structural motion engineering Jerome Connor – Simon Laflamme

7. Baker, C.G.J., Advances in Drying, Chapter 1, Cascading Rotary Dryers, 1-51. Mujumdar, A.S. (ed), Hemisphere, New York (1988)

8. Box, M.J., Hunter, W.G. and Hunter, J.S., Statistics for Experimenters, An Introduction to Design, Data Analysis, and Model Building. John Wiley and Sons, New York (1978)

9. Friedman, S.J. and Marshall, W.R., Studies in Rotary Drying, Chemical Engineering Progress, 45, 482-573 (1949)

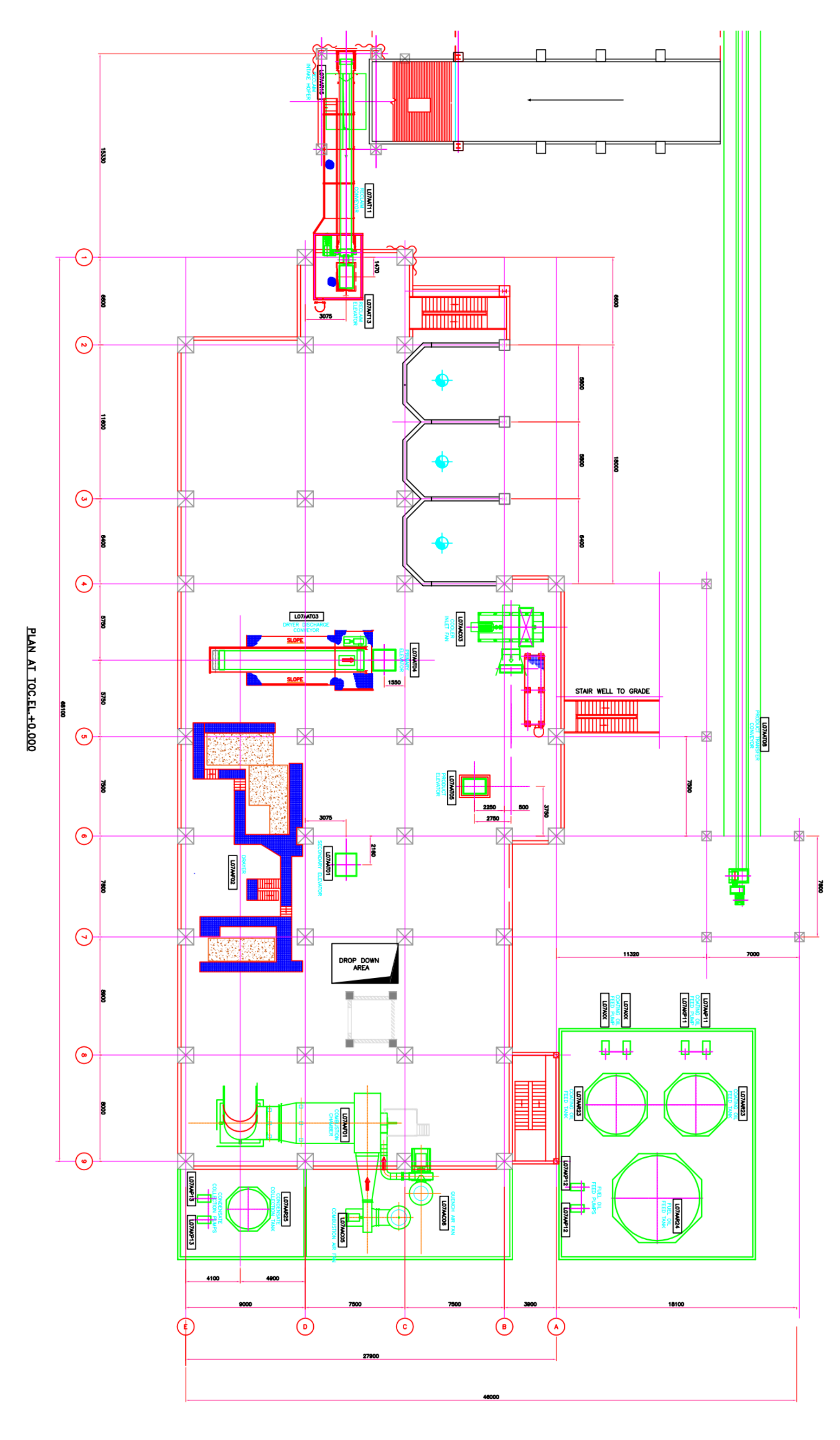
10. Schofield. F.R. and Glikin P.G., Rotary Coolers for Granular Fertilizer. Chemical and Process Eng. Resources, 40, 183 (1962)

11. Kemp, I.C., Comparison of Particles Motion Correlations For Cascading Rotary Dryers, Proceedings of the 14thInternational Drying Symposium (IDS), São Paulo, Brazil, B, 790-797 (2004)

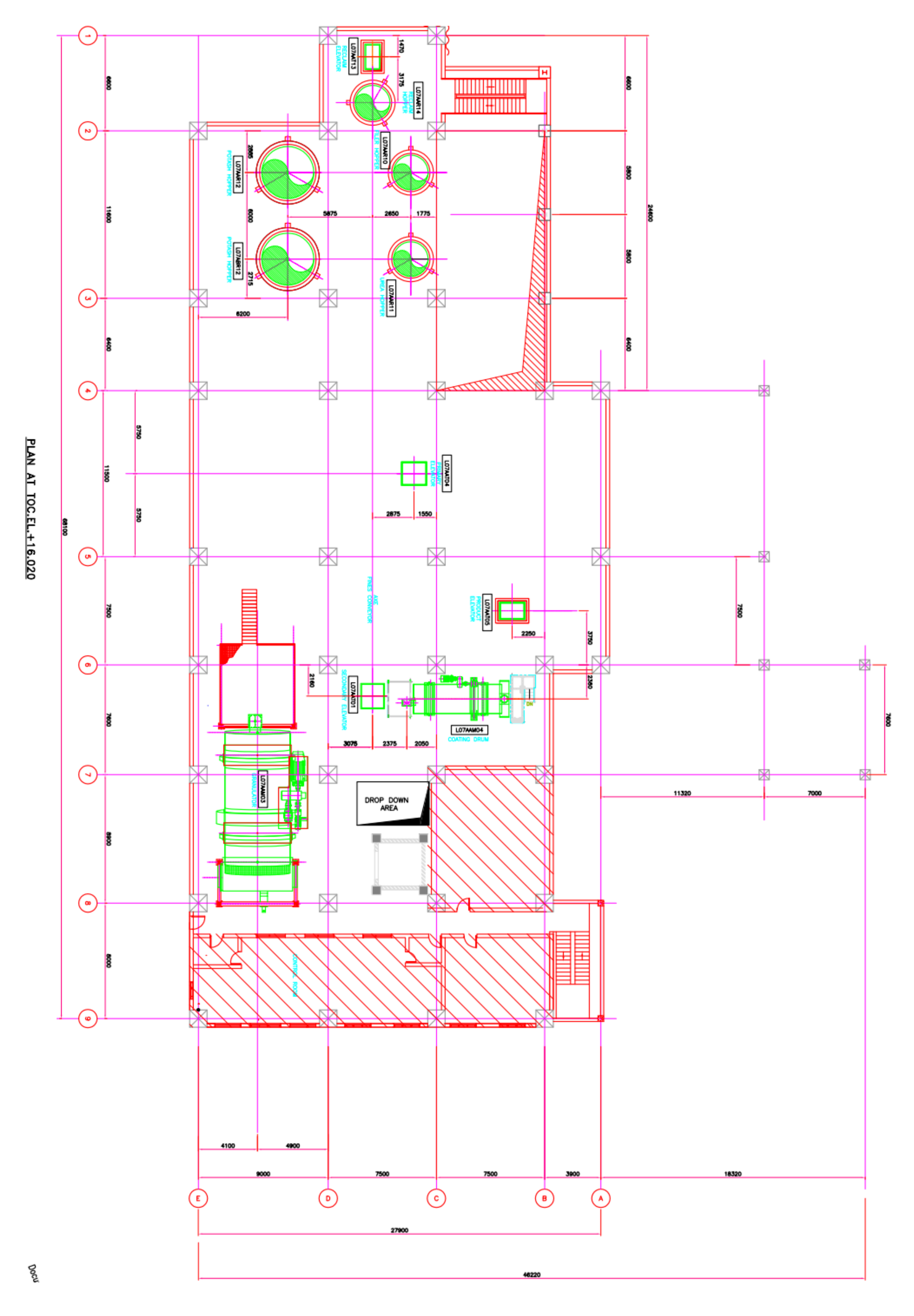
12. Perry, R.H. and Green, D.W., Chemical Engineers Handbook. McGraw-Hill, New York (1999)

13. Brazilian journal of chemical engineering vol.24 no.3 São Paulo July/Sept. 2007

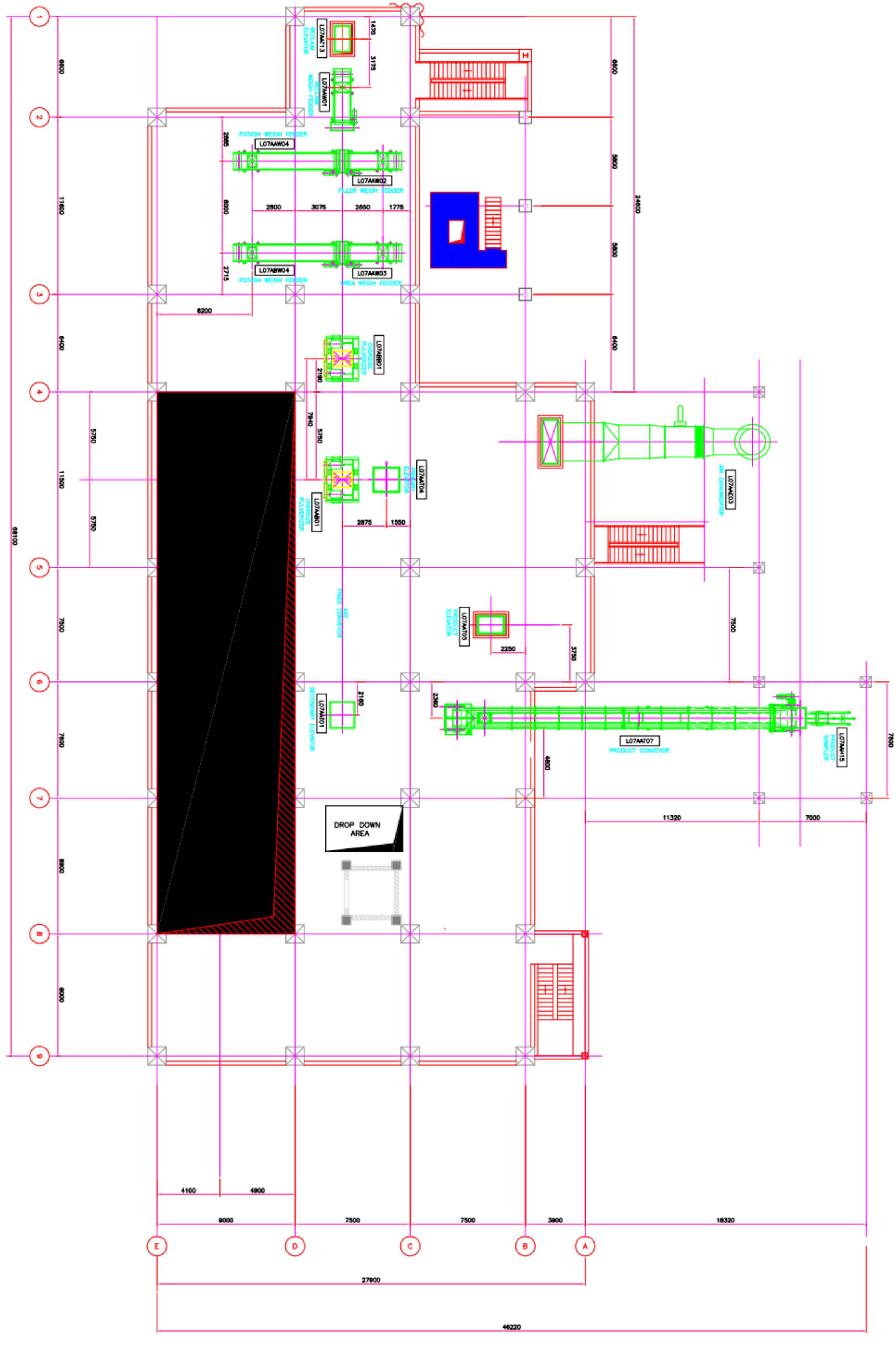
Annexe 1 : Plan du bâtiment en EL +0.00



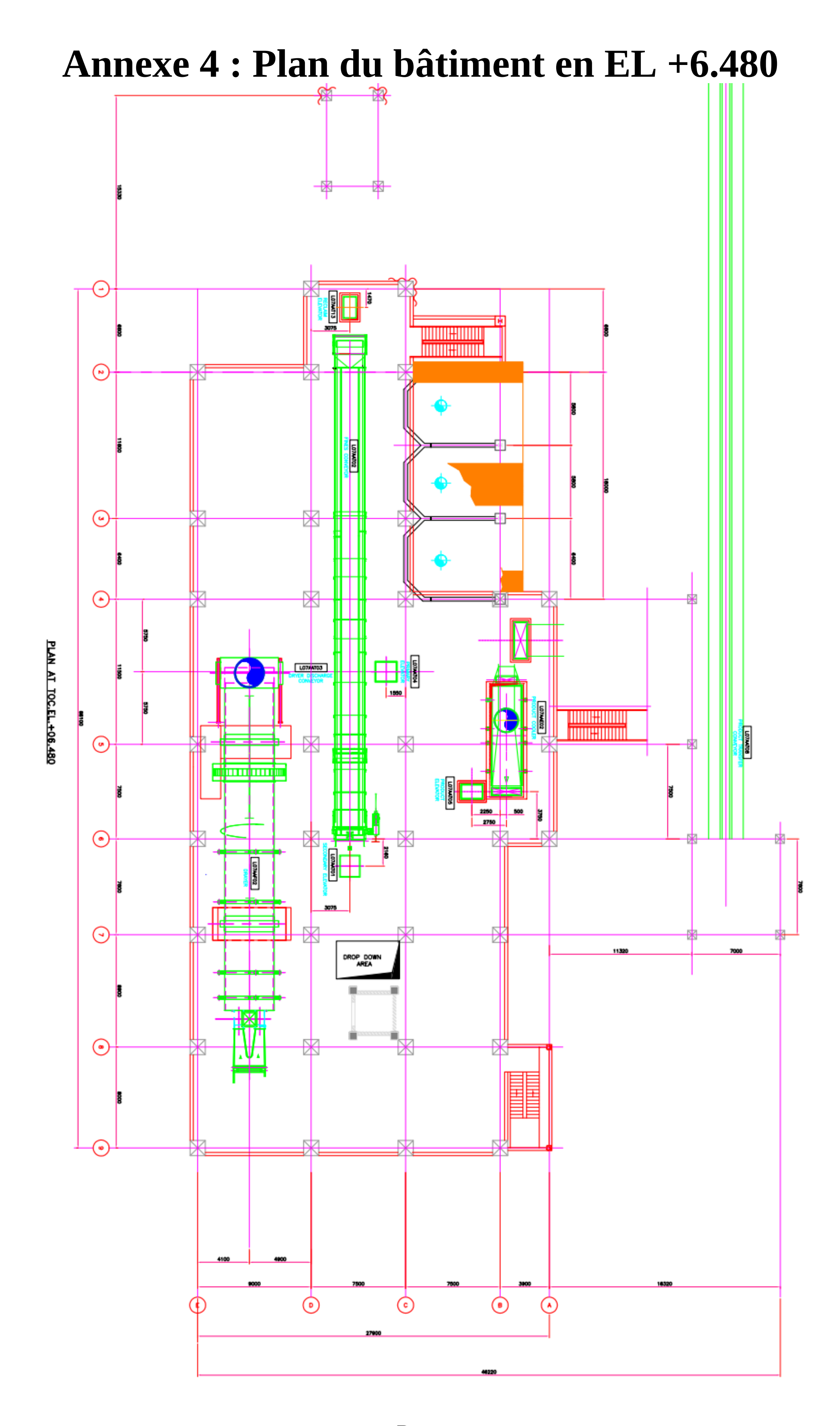
Annexe 2 : Plan du bâtiment en EL +16.020



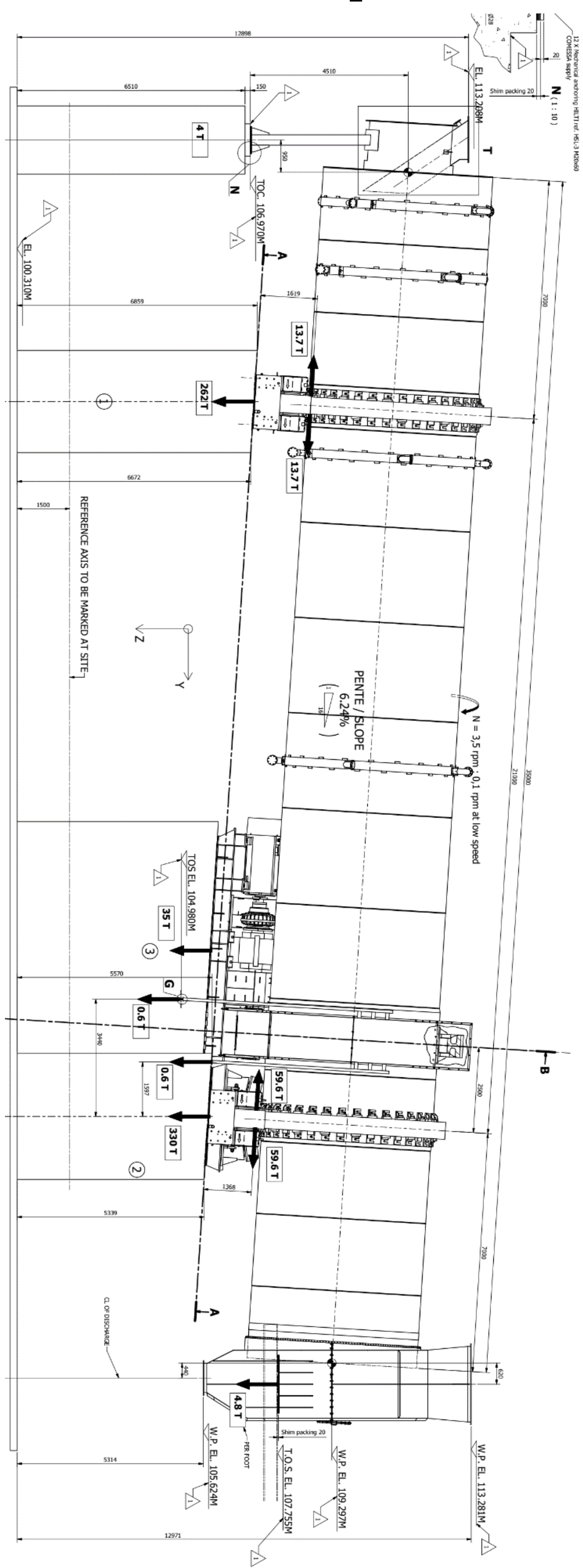
Annexe 3 : Plan du bâtiment en EL +11.160



Annexe 4 : Plan du bâtiment en EL +6.480



Annexe 5 : Dessin simplifié du sécheur



Annexe 6 : Plans de ferraillage de la dalle pleine

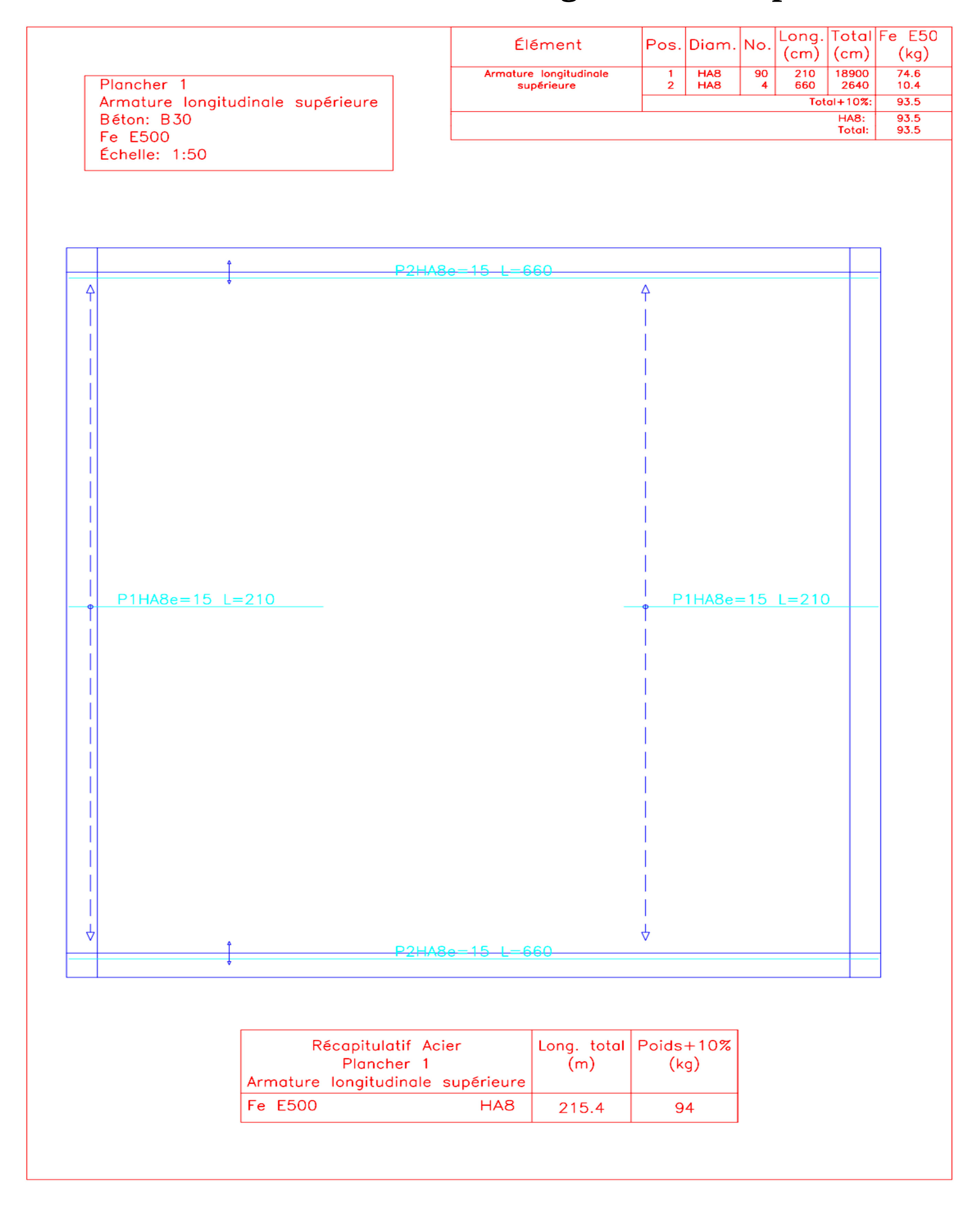
Plancher 1
Armature longitudinale inférieure
Béton: B30
Fe E500
Échelle: 1:50

Élément	Pos.	Diam.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E5C (kg)
Armature longitudinale inférieure	1	HA12	27	684	18468	164.0
	2	HA16	34	692	23528	371.3
					Total+10%:	588.8
					HA12:	180.4
					HA16:	408.4
					Total:	588.8

P1HA12e=12.5 L=684
P2HA16e=15 L=692
P2HA16e=12.5 L=692
P2HA16e=15 L=692
P1HA12e=10 L=684
P2HA16e=15 L=692
P2HA16e=12.5 L=692
P2HA16e=15 L=692
P1HA12e=12.5 L=684

Récapitulatif Acier Plancher 1 Armature longitudinale inférieure		Long. total (m)	Poids+10% (kg)	Total
Fe E500	HA12	184.7	180	
	HA16	235.3	408	588

Annexe 6 : Plans de ferraillage de la dalle pleine



Annexe 6 : Plans de ferraillage de la dalle pleine

Élément	Pos.	Diam.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E50 (kg)
Armature transversale inférieure	1	HA16	56	782	43792	691.2
					Total+10%:	760.3
					HA16:	760.3
					Total:	760.3

Plancher 1
Armature transversale inférieure
Béton: B30
Fe E500
Échelle: 1:50

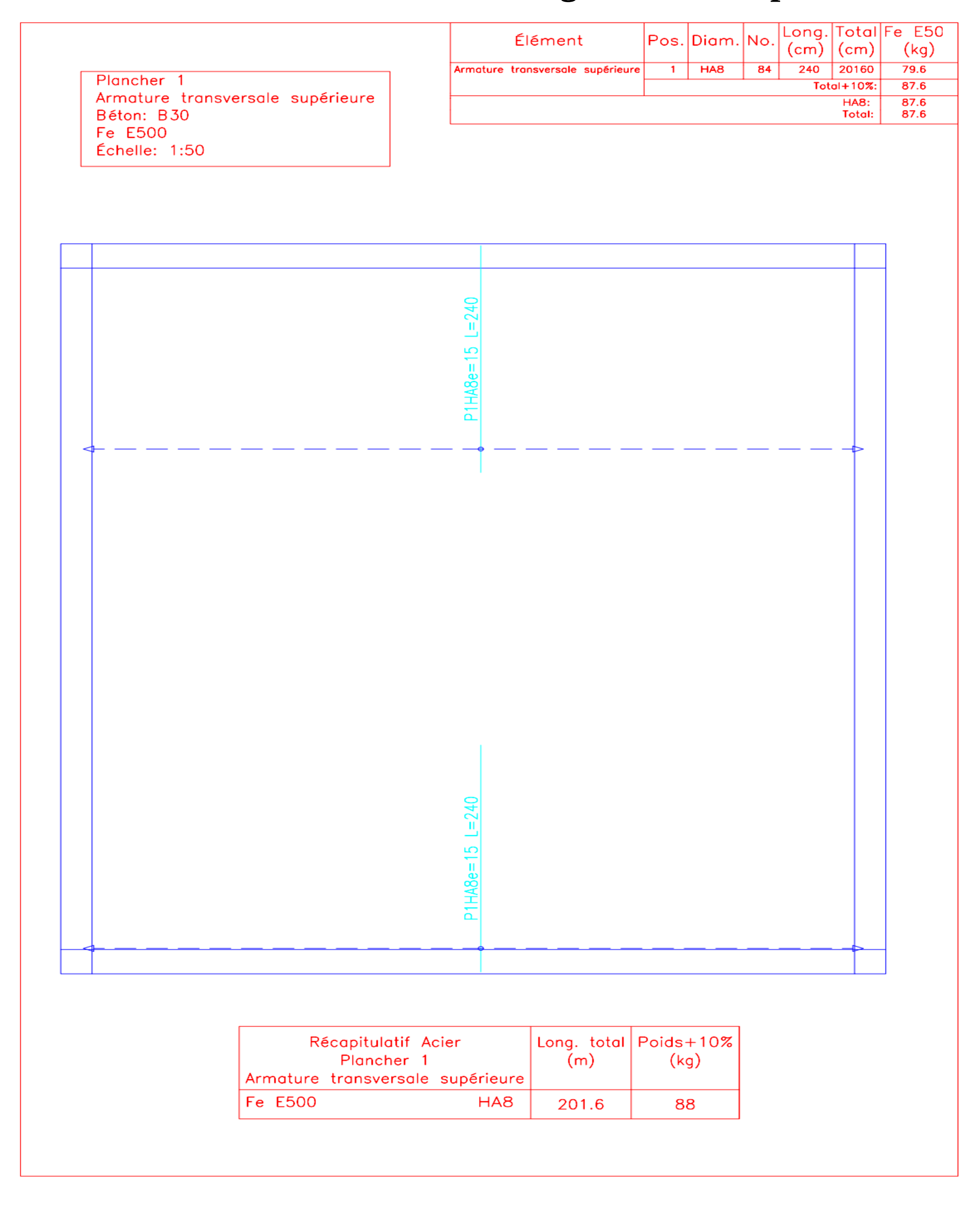
P1HA16e=10 L=782

P1HA16e=12.5 L=782

P1HA16e=10 L=782

Récapitulatif Acier Plancher 1 Armature transversale inférieure		Long. total (m)	Poids+10% (kg)
Fe E500	HA16	437.9	760

Annexe 6 : Plans de ferraillage de la dalle pleine



Annexe 7 : Ferraillage et vérifications

Références	Géométrie	Armature
P1	Semelle carrée Largeur: 250.0 cm Épaisseur: 43.0 cm	X: 11HA20e=22 Y: 11HA20e=22

1. QUANTITATIF

Référence: P1		Fe E500				Total
Nom de l'armature		HA6	HA10	HA12	HA20	
Nappe d'acier inférieure - Armature X	Longueur (m) Poids (kg)				11x2.82 11x6.95	31.02 76.50
Nappe d'acier inférieure - Armature Y	Longueur (m) Poids (kg)				11x2.82 11x6.95	31.02 76.50
Amorce - Armature longitudinale	Longueur (m) Poids (kg)		20x1.03 20x0.64			20.60 12.70
Amorce - Cadres	Longueur (m) Poids (kg)	3x3.86 3x0.86				11.58 2.57
Amorce - Armature longitudinale	Longueur (m) Poids (kg)			4x1.10 4x0.98		4.40 3.91
Total	Longueur (m) Poids (kg)	11.58 2.57	20.60 12.70	4.40 3.91	62.04 153.00	 172.18
Total avec pertes (10.00%)	Longueur (m) Poids (kg)	12.74 2.83	22.66 13.97	4.84 4.30	68.24 168.30	 189.40

Résumé des quantitatifs (pertes d'acier inclues)

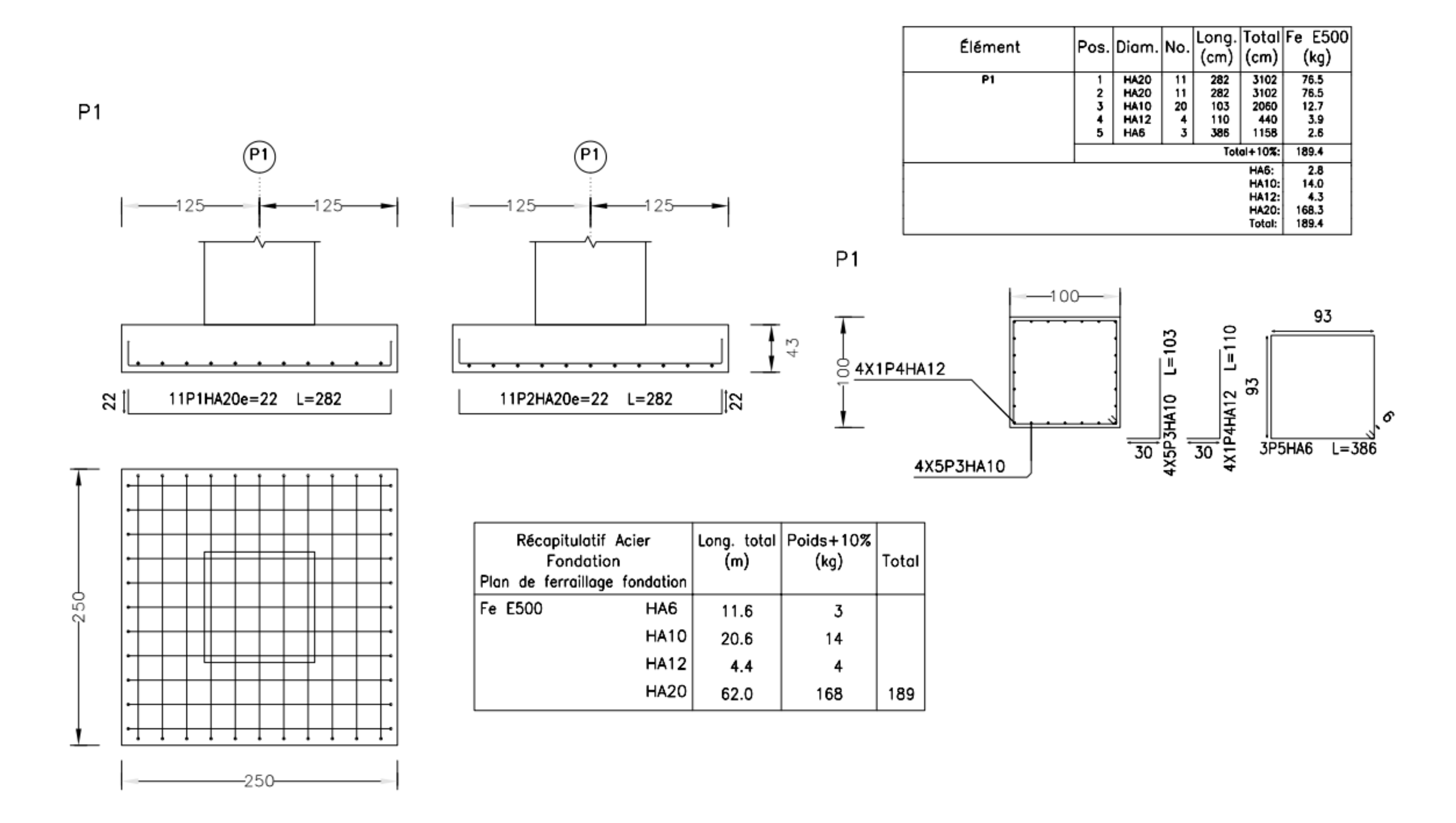
Élément	Fe E500 (kg)					Béton (m³)		Coffrage (m²)
	HA6	HA10	HA12	HA20	Total	B30	Propreté	
Référence: P1	2.83	13.97	4.30	168.30	189.40	2.69	0.63	4.30
Total	2.83	13.97	4.30	168.30	189.40	2.69	0.63	4.30

2. VÉRIFICATION

Référence: P1 Dimensions: 250 x 250 x 43 Armatures: Xi:HA20e=22 Yi:HA20e=22		
Vérification	Valeurs	État
Contraintes sur le terrain E.L.U: - Contrainte de référence: *DTU 13.12. Contrainte de référence calculée à partir des contraintes sur le terrain maximale et minimale, obtenues en régime élastique*	Maximum: 0.5 MPa Calculé: 0.479 MPa	Conforme
Contraintes sur le terrain E.L.S: - Contrainte de référence: *DTU 13.12. Contrainte de référence calculée à partir des contraintes sur le terrain maximale et minimale, obtenues en régime élastique*	Maximum: 0.375 MPa Calculé: 0.35 MPa	Conforme
Renversement de la semelle: - En direction X *(1)* - En direction Y *(1)* *(1) Sans moment de renversement*		 Non nécessaire Non nécessaire
Flexion dans la semelle:		

Référence: P1 Dimensions: 250 x 250 x 43 Armatures: Xi:HA20e=22 Yi:HA20e=22		
Vérification	Valeurs	État
-En direction X: -En direction Y:	Moment: 470.17 kN·m Moment: 470.17 kN·m	Conforme Conforme
Effort tranchant dans la semelle: -En direction X **(1)** -En direction Y **(1)** **(1)** *DTU 13.12, d > d0/2*		Non nécessaire Non nécessaire
Compression oblique dans la semelle: -Situations durables: *Critère de CYPE*	Maximum: 6000 kN/m² Calculé: 2015.4 kN/m²	Conforme
Contrainte tangentielle dans le périmètre critique de poinçonnement: -Situations durables: *Critère de CYPE, basé sur: 'BAEL 91. Article A.5.2,42'*	Maximum: 900 kN/m² Calculé: 793.9 kN/m²	Conforme
Hauteur minimale: *Critère de CYPE*	Minimum: 15 cm Calculé: 43 cm	Conforme
Espace pour ancrer des attentes en fondation: -P1:	Minimum: 12 cm Calculé: 34 cm	Conforme
Pourcentage géométrique minimum: *Critère de CYPE, basé sur: Fascicule nº 62 - Titre V. Article B.4.3* -Armature inférieure direction X: -Armature inférieure direction Y:	Minimum: 0.001 Calculé: 0.0033 Calculé: 0.0033	Conforme Conforme
Pourcentage minimum nécessaire pour la flexion: *BAEL-91, Article A.4.2, 1* -Armature inférieure direction X: -Armature inférieure direction Y:	Minimum: 0.0012 Calculé: 0.0034 Calculé: 0.0034	Conforme Conforme
Séparation maximale entre barres: *BAEL-91, Article A.4.5,33* -Armature inférieure direction X: -Armature inférieure direction Y:	Maximum: 25 cm Calculé: 22 cm Calculé: 22 cm	Conforme Conforme
Séparation minimale entre barres: *Critère de CYPE* -Armature inférieure direction X: -Armature inférieure direction Y:	Minimum: 10 cm Calculé: 22 cm Calculé: 22 cm	Conforme Conforme
Longueur d'ancrage: *Critère de CYPE, basé sur: 'BAEL 91. Article A.6.1' et 'Béton armé. Règles BAEL. Ossatures et éléments courants'* -Armature inf. direction X vers la drt:	Minimum: 69 cm Calculé: 72 cm	Conforme

Référence: P1 Dimensions: 250 x 250 x 43 Armatures: Xi:HA20e=22 Yi:HA20e=22		
Vérification	Valeurs	État
-Armature inf. direction X vers la gch: -Armature inf. direction Y vers le haut: -Armature inf. direction Y vers le bas:	Calculé: 72 cm Calculé: 72 cm Calculé: 72 cm	Conforme Conforme Conforme
Longueur minimum des crosses: -Armature inf. direction X vers la drt: -Armature inf. direction X vers la gch: -Armature inf. direction Y vers le haut: -Armature inf. direction Y vers le bas:	Minimum: 22 cm Calculé: 22 cm Calculé: 22 cm Calculé: 22 cm Calculé: 22 cm	 Conforme Conforme Conforme Conforme
Toutes les conditions sont vérifiées		



Élément	Pos.	Diam.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	Fe E500 (kg)
P1	1	HA20	11	282	3102	76.5
	2	HA20	11	282	3102	76.5
	3	HA10	20	103	2060	12.7
	4	HA12	4	110	440	3.9
	5	HA6	3	386	1158	2.6
					Total+10%:	189.4
					HA6:	2.8
					HA10:	14.0
					HA12:	4.3
					HA20:	168.3
					Total:	189.4

Récapitulatif Acier Fondation Plan de ferraillage fondation		Long. total (m)	Poids+10% (kg)	Total
Fe E500	HA6	11.6	3	
	HA10	20.6	14	
	HA12	4.4	4	
	HA20	62.0	168	189